

Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl

Influence of transverse tension on bond behaviour between concrete and reinforcing steel

Dissertation
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur
an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden

eingereicht von
Dipl.-Ing. Laura Ritter geb. Lemnitzer
geboren am 14. Oktober 1981 in Weimar

eingereicht am
17. Mai 2013

Tag der Einreichung	17.05.2013
Tag der mündlichen Prüfung	28.11.2013

Gutachter	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach Technische Universität Dresden Institut für Massivbau
-----------	--

	Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser Universität der Bundeswehr München Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
--	--

gewidmet

Opa Karl

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden. Das dieser Arbeit zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie (BMWi) unter dem Förderkennzeichen 1501336 gefördert. Hierfür möchte ich mich herzlich bedanken.

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach gilt mein besonders herzlicher Dank für die Betreuung dieser Arbeit, seine wertvollen Denkanstöße, die zum Gelingen dieser Arbeit beitrugen sowie die Übernahme des ersten Gutachtens.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser danke ich für die freundliche Bereitschaft, dass zweite Gutachten zu übernehmen und den Herren Prof. Dr.-Ing. habil. Zastrau, Prof. Dr.-Ing. Haller und Prof. Dr.-Ing. habil. Herle für den Beisitz in der Promotionskommission.

Die Durchführung der umfangreichen experimentellen Arbeiten wäre ohne die Hilfe der Mitarbeiter des Otto-Mohr-Laboratoriums sowie meiner studentischen Hilfskräfte nicht möglich gewesen. Besonderer Dank gebührt an dieser Stelle meiner Schwester Luise, die mich sowohl bei meinen wissenschaftlichen Arbeiten als auch in privater Hinsicht sehr unterstützte.

Bei meinen Kollegen des Instituts für Massivbau, besonders bei Alexander Lindorf und Gregor Schacht, bedanke ich mich für die freundschaftliche Zusammenarbeit, ständige Diskussionsbereitschaft sowie das Interesse an meiner Arbeit.

Meinen Eltern und Schwiegereltern danke ich für die bedingungslose Unterstützung und Motivation bei der Erstellung und den unerschütterlichen Glauben an den erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit.

Meinem Mann Robert und meinen beiden Kindern danke ich dafür, dass sie mir jeden Tag reicher, bunter und lebenswerter machen.

Dresden, im Dezember 2013

Laura Ritter

Kurzfassung

Der Verbundwerkstoff Stahlbeton zeichnet sich durch das effektive Zusammenwirken seiner beiden Einzelkomponenten Stahl und Beton aus. Dieses wiederum kann nur durch ausreichend gute Verbundbedingungen zwischen beiden Baustoffen gewährleistet werden. Die Verbundeigenschaften werden von zahlreichen Faktoren beeinflusst, zu denen u. a. die Oberflächenprofilierung des Stahls, die Betonfestigkeit und die Umschnürungswirkung durch den umgebenden Beton oder eine Querbewehrung zählen. Auch eine quer zum Stab angreifende Belastung kann einen erheblichen Einfluss auf den Verbundmechanismus und die Verbundversagensart haben. Bei Stahlbetonbauteilen unter einer zweiachialen Zugbelastung, wie sie z. B. in Behälterwänden oder zweiachsig gespannten Platten auftritt, unterliegt die Bewehrung sowohl einer Längszug- als auch einer Querkzugbeanspruchung.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde der Einfluss einer Querkzugbelastung auf das Verbundverhalten zwischen Rippenstählen und Normalbeton mit Hilfe von würfelförmigen Ausziehkörpern mit einer kurzen Verbundlänge untersucht. Dabei lag das Querkzugniveau stets unterhalb der Risslast des Betons, so dass keine Risse entlang des einbetonierten Stabes auftraten. Neben der Höhe der Querkzugbelastung wurden im Versuchsprogramm die Betonfestigkeit, der Stabdurchmesser und die Betondeckung variiert.

Anhand der Versuchsergebnisse konnte gezeigt werden, dass sich auch unter einer Querkzugbelastung der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nicht ändert. Die Art des Verbundversagens wird jedoch maßgeblich durch den Querkzug beeinflusst, welcher ein Spaltbruchversagen in jedem Fall begünstigt. Mit steigendem Querkzug tritt auch bei großen Betondeckungen statt eines Ausziehversagens ein Spaltbruchversagen ein. Mittels des vorgeschlagenen Berechnungsmodells können in Abhängigkeit des Querkzugniveaus und der Größe der Betondeckung Grenzzustände für den Wechsel im Verbundversagensmodus bestimmt werden. Hierbei wurde ebenfalls der Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Versuchsergebnisse in die Berechnung einbezogen, so dass die angegebenen Grenzzustände auch für reale Einbettungslängen der Bewehrung gelten.

Weiterhin wurde anhand der Versuchsdaten sowie eines Datensatzes aus der Literatur ein Verbundmodell für kurze Verbundlängen entwickelt, das den Einfluss der bezogenen Rippenfläche der Bewehrung und der Betonfestigkeit sowohl auf die Verbundspannungen als auch auf die zugehörigen Schlupfwerte berücksichtigt. Über einen zusätzlichen Datensatz zum Einfluss der Verbundlänge im Ausziehversuch konnte ebenfalls die Abhängigkeit zwischen den mittleren Verbundspannungen, den zugehörigen Schlupfwerten und der Verbundlänge spezifiziert werden. Somit ist eine Übertragbarkeit der Ergebnisse von Ausziehversuchen mit kurzen Verbundlängen auf eine reale Einbettungslänge im Bauteil möglich.

Für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erfolgt die Ableitung geeigneter Verformungskriterien für die Relativverschiebung zwischen Betonstahl und Beton und deren Verifizierung an Versuchsdaten aus der Literatur. Die aufgestellten Verformungskriterien in Abhängigkeit der Stahlspannung erlauben eine direkte Ermittlung bemessungsrelevanter Verbundspannungen anhand experimenteller Ausziehversuche. Die Berücksichtigung einer Querkzugbelastung ist dabei in allen vorgestellten Berechnungsansätzen ebenfalls möglich.

Abstract

Reinforced concrete as composite material is characterised by an effective interaction of its individual components reinforcing steel and concrete. This only can be assured by adequate bond conditions between these two materials. The bond quality is influenced by a wide range of parameters, amongst others including the rib geometry of the bar, the concrete strength and the confining action by the surrounding concrete or transverse reinforcement. Moreover loads, which act transverse to the reinforcing bar, can influence the bond mechanism and the bond failure mode significantly. Reinforced concrete structures, such as containment walls or two-way slabs, are often exposed to multiaxial loading conditions. In case of biaxial tensile stresses, reinforcement and surrounding concrete are loaded in tension in longitudinal as well as in transverse direction.

An extensive experimental program was carried out in order to investigate the bond behaviour between reinforcing steel and normal strength concrete due to transverse tension. Cubic-shaped pullout specimens with a short bond length were used. The transverse tension level remained always below the cracking stress of concrete, meaning that no crack occurred along the pullout bar. The test program contained the variation of the transverse tension level, the concrete strength, the bar diameter and the concrete cover.

From the test results no systematic influence of the transverse tension level on the shape of the bond stress-slip-relationship can be detected. The bond failure mode is significantly influenced by transverse tension, which promotes splitting failure. The higher the transverse tension level, even for high concrete covers, splitting failure occurs instead of pulling out the bar. From the test results, a failure criterion depending on the concrete cover and the transverse tension level could be determined, which indicates the failure mode and corresponding bond stress. For this purpose, the influence of the specimen geometry on the test results was considered, which results in a failure criterion that is also valid for real embedment lengths of the reinforcement.

Furthermore, a bond model for short bond lengths has been developed, based on the test results and a dataset from literature. The model considers the influence of the related rib area of the reinforcing bar and the concrete strength on the bond stresses as well as on the corresponding slip values. By an additional dataset concerning the influence of bond length in pullout tests, the bond stresses and corresponding slip values could be specified as a function of the bond length. Therefore, the test results of pullout test with short bond lengths are transferable to real embedment lengths in structural elements.

For the structural design of reinforced concrete elements in the ultimate and serviceability limit states, applicable deformation criteria concerning the relative displacement between reinforcing steel and concrete has been derived and verified by test data from literature. By means of the developed deformations criteria dependent on the steel stress, design bond stresses can be determined directly from experimental pullout tests. The consideration of transverse tensile loads is also possible for all presented design formulas.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung	2
1.3	Überblick	3
2	Stand des Wissens	5
2.1	Verbundverhalten von Rippenstählen	5
2.1.1	Allgemeines	5
2.1.2	Verbundmechanismus und Versagensarten des Verbundes	5
2.2	Experimentelle Ermittlung des Verbundverhaltens	7
2.2.1	Allgemeines	7
2.2.2	Balkenversuch	8
2.2.3	Ausziehversuch	9
2.2.4	Dehnkörperversuch	11
2.2.5	Einfluss der Verbundlänge im Verbundversuch	11
2.2.6	Einflüsse aus der Belastungsart	17
2.2.7	Streuung der Versuchsergebnisse	18
2.3	Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten	20
2.3.1	Allgemeines	20
2.3.2	Eigenschaften des Bewehrungsstahls	20
2.3.3	Betonfestigkeit	25
2.3.4	Bauliche Durchbildung	26
2.3.5	Zusammenfassung	32
2.4	Einfluss einer quer zum Stab angreifenden Belastung	33
2.4.1	Einfluss einer Querdrukbelastung	34
2.4.2	Einfluss einer Querkzugbelastung unterhalb der Risslast	36
2.4.3	Einfluss einer Querkzugbelastung oberhalb der Risslast	40
2.5	Verbundverhalten bei langen Einbettungslängen	43
2.5.1	Stahldehnungsverlauf entlang der Verbundlänge	43
2.5.2	Ortsabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	47
2.6	Übertragbarkeit der Ergebnisse von Verbundversuchen	51
2.6.1	Vorbetrachtungen	51
2.6.2	Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	51
2.6.3	Schrittweise Integration mittels Verbundgrundgesetzen	52
2.6.4	Verformungskriterien	55
2.6.5	Übertragbarkeit der Ergebnisse von Balkenversuchen	57
2.7	Modellierung des Verbundverhaltens	58
2.7.1	Mechanische Modelle zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	58
2.7.2	Empirische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	60
2.7.3	Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands	62
2.8	Zulässige Verbundspannungen für die Bemessung in den Grenzzuständen	76
2.8.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	76

2.8.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	79
2.9	Zusammenfassung	81
3	Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten	83
3.1	Versuchsprogramm	83
3.2	Ausziehversuche unter Querkzugbelastung	83
3.2.1	Probekörper und Messtechnik	83
3.2.2	Herstellung und Lagerung	84
3.2.3	Versuchsstand	85
3.3	Ringtests	86
3.3.1	Probekörper und Messtechnik	86
3.3.2	Herstellung und Lagerung	86
3.3.3	Versuchsstand	87
3.4	Verwendete Baustoffe	87
3.5	Versuche zum Einfluss der Verbundlänge	88
4	Versuchsergebnisse	91
4.1	Auswertung der Materialdaten	91
4.2	Aufbereitung der Versuchsdaten der Ausziehversuche	93
4.3	Verformungsverhalten der Ausziehkörper	93
4.4	Definition des Querkzugniveaus	94
4.4.1	Dehnungsabhängiges Querkzugniveau	94
4.4.2	Spannungsabhängiges Querkzugniveau	96
4.5	Verbundspannungs - Schlupf - Beziehungen	99
4.6	Charakteristische Punkte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	107
4.7	Ringdehnungs-Schlupf-Beziehung der Ausziehversuche unter Querkzugbelastung	108
4.8	Versuchsergebnisse der Ringtests	110
4.8.1	Verlauf von Verbundspannung und Stahlringdehnung	110
4.8.2	Anzahl der radialen Risse und Rissbreiten	111
4.8.3	Der Winkel α im Ringtest	112
4.8.4	Maximaler Verbundwiderstand	115
4.8.5	Vergleich von Ringtest und würfelförmigem Ausziehkörper	116
4.9	Einfluss der Verbundlänge	117
4.9.1	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und Verbundversagen	117
4.9.2	Maximale Verbundspannung und zugehöriger Schlupf	118
4.9.3	Mittlere Verbundspannungen in Abhängigkeit des Schlupfs	119
5	Verbundmodell für kurze Verbundlängen	125
5.1	Allgemeine Erläuterungen	125
5.2	Maximale Verbundspannung τ_{max} und Schlupf $s_{0,max}$ bei Ausziehversagen	125
5.2.1	Einfluss der Betonfestigkeit	125
5.2.2	Einfluss der Rippengeometrie	128
5.3	Verbundspannungs - Schlupf - Beziehung	131
5.4	Spaltbruchwiderstand infolge einer Querkzugbelastung im Ausziehversuch	134
5.4.1	Allgemeines	134
5.4.2	Vorbetrachtungen	135
5.4.3	Bestimmung des Winkels α im Ausziehversuch	136
5.4.4	Berücksichtigung der Probekörpergeometrie	138

5.4.5	Vergleich der Versuchsergebnisse mit verschiedenen Zugringmodellen	139
5.5	Bestimmung der Verbundversagensart unter Querkzugbelastung im Ausziehversuch	143
5.6	Spaltbruchwiderstand und Verbundversagensart bei realen Randbedingungen	146
6	Übertragbarkeit auf lange Verbundlängen	151
6.1	Einfluss der Verbundlänge im Ausziehversuch	151
6.2	Einleitungslänge in Abhängigkeit der mittleren Verbundspannung	155
6.3	Berechnung von Verankerungslängen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	156
6.3.1	Verformungskriterium	156
6.3.2	Berechnungsgrundlagen	156
6.3.3	Zulässige Verbundspannungen	160
6.4	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	163
6.4.1	Vorbetrachtungen	163
6.4.2	Einzelriss	164
6.4.3	Abgeschlossene Rissbildung	165
6.5	Spaltrissbildung bei langen Verbundlängen	167
6.5.1	Bezogene Betondeckung	167
6.5.2	Berechnungsannahmen	167
6.5.3	Verifizierung der getroffenen Annahmen	169
6.5.4	Zulässige Verbundspannungen zur Vermeidung von Spaltrissen	170
7	Zusammenfassung und Ausblick	173
7.1	Zusammenfassung	173
7.2	Ausblick	175
	Literaturverzeichnis	177
	Symbolverzeichnis	187
A	Materialdaten	193
A.1	Festbetoneigenschaften	193
A.2	Eigenschaften des Bewehrungsstahls	196
B	Ergebnisse der würfelförmigen Ausziehversuche	199
B.1	Versuchsprogramm mit würfelförmigen Ausziehversuchen	199
B.2	Messergebnisse C40/50 Ø16	205
B.3	Messergebnisse C40/50 Ø20	209
B.4	Messergebnisse C40/50 Ø25	212
B.5	Messergebnisse C20/25 Ø16	215
B.6	Messergebnisse C20/25 Ø20	218
B.7	Ergebnisse der Dehnungsmessung auf der Ausziehkörperoberfläche	221
B.8	Querkzugtragfähigkeiten der Referenzversuche	231
C	Ergebnisse der Ringtests	233
D	Ergebnisse der prismenförmigen Ausziehversuche	239

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Grundvoraussetzung für die Tragwirkung von Stahl- und Spannbetonbauteilen ist das Zusammenwirken der Bewehrung und des Betons. In Trenn- oder Biegerissen werden die Zugkräfte im Bauteil allein von der Bewehrung aufgenommen und beidseitig des Rissufers über die Verbundwirkung zum Teil wieder in den Beton eingeleitet. Das Last-Verformungs-Verhalten eines Stahlbetonbauteils wird daher neben den Materialeigenschaften der Einzelkomponenten Stahl und Beton hauptsächlich durch die Wirkungsweise des Verbundes zwischen beiden bestimmt. Rissbreiten und Rissabstände sowie die Dehnsteifigkeit des Bauteils sind maßgeblich von den Verbundeigenschaften der einbetonierten Bewehrung abhängig.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens finden meistens Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen Anwendung, die experimentell bestimmt werden. Diese werden jedoch in der Regel nicht an realen Stahlbetonbauteilen, sondern an kleinmaßstäblichen Versuchskörpern ermittelt. Daraus ergibt sich die wichtige Frage der Übertragbarkeit solcher Versuchsergebnisse auf reale Stahlbetonstrukturen. Verbundversuche eignen sich aufgrund ihrer einfachen Durchführbarkeit und guten Vergleichbarkeit sehr gut dazu, die zahlreichen Einflussfaktoren des Verbundes zu analysieren. Zu den wichtigsten zählen hierbei seitens des Betons die Betonfestigkeit und bei Rippenstählen die Ausbildung der Rippengeometrie sowie seitens der baulichen Durchbildung die Dicke der Betondeckung und eine vorhandene Querbewehrung.

In vielen Bereichen von Stahlbetonstrukturen treten mehraxiale Spannungszustände auf, die die Verbundzone zusätzlich beeinflussen. So werden zum Beispiel an Endauflagern die aus der Verbundwirkung resultierenden Spannungen durch einen Querdruck überlagert. Weisen zwei Hauptrichtungen eines Bauteils planmäßig Zugspannungen auf, unterliegt die Verbundzone einer Querkzugbelastung, die unter Umständen auch zu einer Rissbildung entlang des Stabes führen kann. Dies ist zum Beispiel bei zweiachsig gespannten Platten im Hochbau, Industriebau und Brückenbau der Fall, vgl. z. B. KEUSER ET AL. [59].

Für die Bewehrungsstäbe vorgespannter Behälter unter Innendruck, wie Silos und Containments, ergibt sich eine kombinierte Beanspruchung der Verbundzone durch Querdruck, Querkzug und Längsrisse. Das Tragverhalten eines zylinderförmigen Containments infolge einer Innendruckerhöhung wurde u. a. in den SANDIA National Laboratories mittels eines Modellcontainments im Maßstab 1:4 untersucht. In Bild 1.1 sind die gemessenen, mittleren Bauteildehnungen der Tangential- und Axialrichtung in Abhängigkeit des steigenden Innendrucks dargestellt. Bis zu einem Innendruck von ca. 0,55 MPa wird die Wand in Tangential- und Axialrichtung infolge der Vorspannung auf Druck beansprucht. Danach herrschen in Tangentialrichtung bis zu einem Innendruck von ca. 0,60 MPa Zugspannungen, während in Axialrichtung weiterhin Druckspannungen auftreten. Zwischen einem Innendruck von ca. 0,60 MPa bis 0,85 MPa bilden sich senkrecht zur Zugbeanspruchung in Tangentialrichtung vertikale Risse, während in Axialrichtung weiterhin Druckspannungen herrschen. Bei einem Innendruck von ca. 0,85 MPa bis 1,0 MPa treten auch in Axialrichtung Zugspannungen auf, die bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zur Bildung horizontaler Rissen führen.

Generell ist bei Stahlbetonbauteilen mit einem dichten orthogonalen Bewehrungsnetz zu beobachten, dass sich die Risse an der Lage der Querbewehrung orientieren, vgl. NAWY & ORENSTEIN [97] und RIZKALLA ET AL. [121]. Dies konnte PURAINER [106] auch für Scheiben unter zweiachsig Zugbelastung zeigen. Für die im Verbund liegende Bewehrung bedeutet dies: Je nach Höhe der Beanspruchung, d. h. in diesem Fall des Innendrucks im Containment, wird das Verbundverhalten der vertikalen und horizontalen Bewehrung

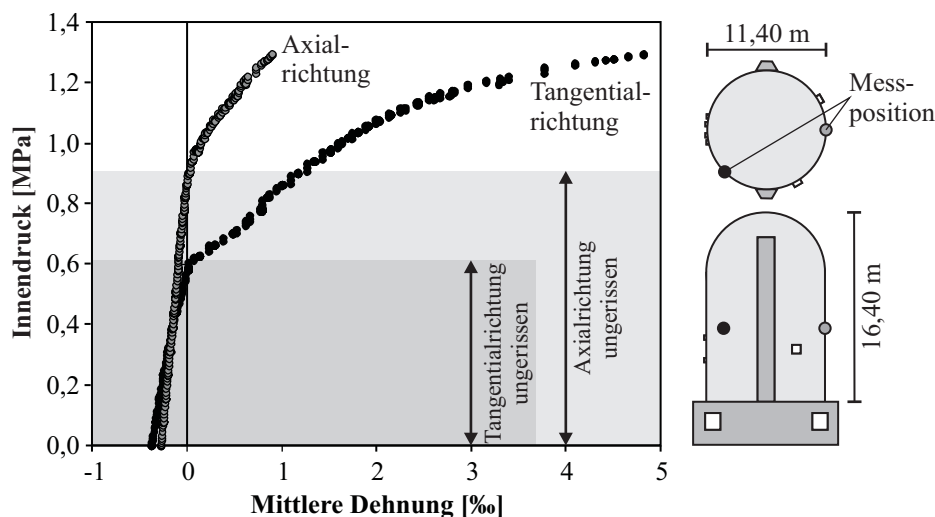


Bild 1.1: Vorgespanntes Modellcontainment unter Innendruck, Daten aus HESSHEIMER ET AL. [51]

zuerst durch Querdruckspannungen, gefolgt von Querkzugspannungen und abschließend durch Längsrissen beeinflusst (Bild 1.2). Bei flächigen Bauteilen, wie z. B. Platten und Scheiben, mit einem orthogonalen Bewehrungsnetz ist für die innere Bewehrungslage eine wirksame Querbewehrung vorhanden. Jedoch ist dies für die außen liegenden Bewehrungsstäbe nicht der Fall. Somit herrschen im selben Bauteil für die eingelegten Bewehrungsstäbe unterschiedliche Randbedingungen, die sich auf die Verbundeigenschaften auswirken.

Die Verbundwirkung findet an zahlreichen Punkten Eingang in die Berechnung von Stahlbetonstrukturen. Für die Bemessung von Bauteilen, wie Balken, Platten, Scheiben oder Stützen, werden in den gültigen Normen die Verbundeigenschaften bei der Berechnung von Verankerungslängen sowie von Rissbreiten und Rissabständen berücksichtigt. Um das Tragverhalten von komplexeren Stahlbetonstrukturen, wie Behältern, Schalentragsystemen oder Brücken, realistisch vorherzusagen, finden heutzutage meist Analysemodelle Anwendung, die mittels der Finite-Elemente-Methode (FEM) berechnet werden. Für eine hohe Vorhersagequalität ist es hierbei nicht nur erforderlich, die Einzelkomponenten Stahl und Beton sondern auch das Verbundverhalten zwischen den beiden Werkstoffen wirklichkeitsnah zu erfassen, vgl. KEUSER [57]. Die Ableitung der entsprechenden Gesetzmäßigkeiten erfolgt hierbei meist auf der Basis experimenteller Untersuchungen.

In der Vergangenheit wurden bereits zahlreiche Forschungsvorhaben durchgeführt, bei denen die experimentelle Untersuchung der Einflussfaktoren des Verbundes im Mittelpunkt stand. Zumeist kamen hierfür kleinmaßstäbliche Versuchskörper zum Einsatz, welche jedoch entsprechend der jeweiligen Versuchsanordnung oft sehr unterschiedlich ausgeführt waren. Aus den Versuchsergebnissen an kurzen Verbundlängen wurden im Anschluss mittels verschiedener Verfahren Verbundspannungen abgeleitet, die zur Berechnung realer Einbettungslängen verwendet werden können. Während für die Durchführung von einfachen Verbundversuchen Empfehlungen u. a. nach RILEM [117, 118, 119] existieren, ist dies für deren Auswertung, sei es für die Ableitung von zulässigen Verbundspannungen zur Bauteilbemessung als auch für die Ermittlung von „Verbundgesetzen“ für die FE-Methode, nicht eindeutig der Fall.

1.2 Zielsetzung

Ein Ziel der vorliegenden Arbeit ist die experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens von Beton und Bewehrungsstahl unter einer Querkzugbelastung. Hierfür sollen aus den bereits genannten Gründen kleinmaßstäbliche würfelförmige Ausziehkörper mit einer kurzen Verbundlänge gewählt werden. Da das Verfor-

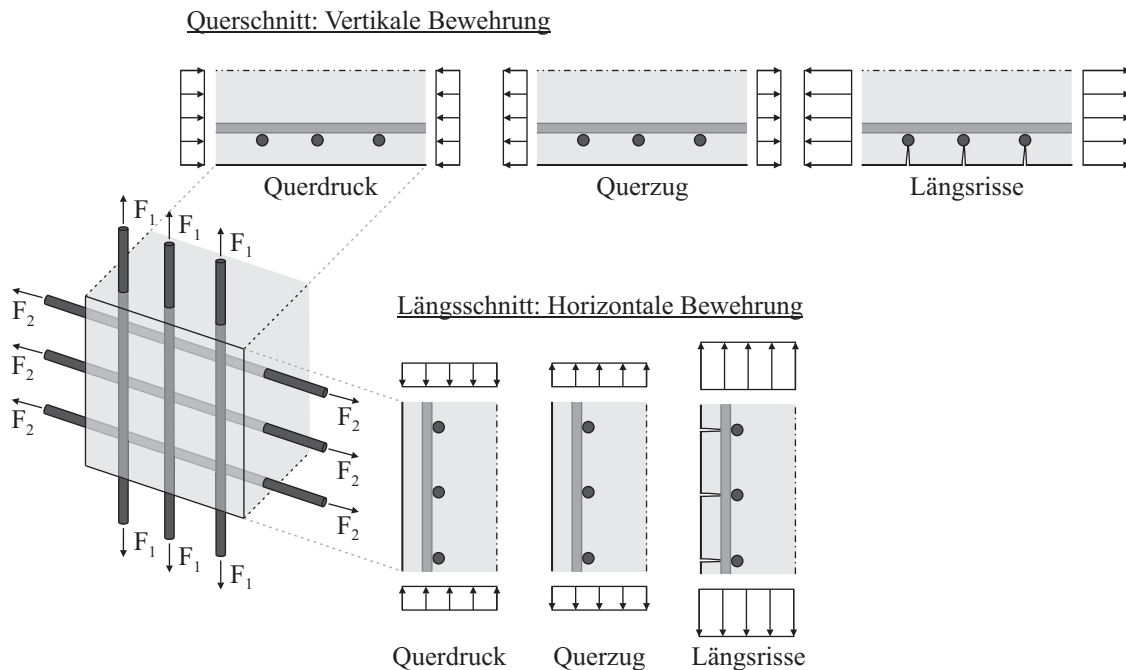


Bild 1.2: Ausschnitt eines Stahlbetonbauteils mit orthogonalem Bewehrungsnetz

mungsverhalten bis zur Erstrissbildung von besonderem Interesse ist, wird bei den Ausziehversuchen eine Querzugbeanspruchung aufgebracht, die unterhalb der zu erwartenden Risslast des Betons liegt. Im Rahmen des Versuchsprogramms erfolgt die Untersuchung weiterer wichtiger Einflussfaktoren, wie der Betonfestigkeit und der Größe der Betondeckung.

Die Aussagen zum Verbundverhalten unter Querzug sollen neben der Verbundspannungs-Schlupf-Abhängigkeit auch das Lastniveau bei Verbundversagen und die Art des Verbundversagens umfassen. Ein wesentlicher Punkt ist es daher, den Einfluss einer Querzugbelastung auf den Verbundwiderstand zu beschreiben und ein Kriterium für die Verbundversagensart festzulegen.

Da außer einer Querzugbelastung weitere Faktoren die Verbundeigenschaften beeinflussen, ist es notwendig, ein Verbundmodell für kurze Verbundlängen zu entwickeln, welches die wesentlichen Einflussparameter des Verbundes berücksichtigt. Ziel ist es, im Anschluss an die theoretischen und experimentellen Untersuchungen die jeweiligen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für ein breites Spektrum auftretender Einflussfaktoren zur Verfügung zu stellen. Diese können u. a. zur Bauteilbemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie zur Implementierung in FE-Analysen genutzt werden.

Aufbauend auf den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen an kurzen Verbundlängen sollen diese hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf lange Einbettungslängen in realen Stahlbetonstrukturen bewertet werden. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse kleinmaßstäblicher Verbundversuche ist aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen im Versuch und im Bauteil nicht direkt möglich. Daher ist die Entwicklung geeigneter Kriterien anzustreben, die es ermöglichen, aus diesen Verbundversuchen die Parameter zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen abzuleiten. Dies schafft die Grundlage dafür, aus einem einfachen Verbundversuch Verbundspannungen und Verformungswerte zu ermitteln und zur Berechnung von beispielsweise Verankerungslängen, Rissbreiten und Rissabständen realer Stahlbetonbauteile zur Verfügung zu stellen.

1.3 Überblick

Aus der Problemstellung lassen sich folgende Fragen ableiten, die in der vorliegenden Arbeit aufgegriffen werden:

- Welches sind die maßgebenden Faktoren, die das Verbundverhalten beeinflussen und wie können diese in einem Verbundmodell für kurze Verbundlängen berücksichtigt werden?
- In welcher Form kann eine Übertragung der Ergebnisse kurzer Verbundlängen auf reale Einbettungslängen stattfinden?
- Wie können kleinmaßstäbliche Verbundversuche genutzt werden, um notwendige Parameter für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen abzuleiten?

Um diese Fragen zu beantworten, wird in Kapitel 2 der Arbeit auf den bisherigen Kenntnisstand eingegangen. Neben den grundlegenden Verbundmechanismen werden zunächst die Methoden zur experimentellen Ermittlung des Verbundverhaltens näher betrachtet. Daraus gewonnene Erkenntnisse hinsichtlich verschiedener Einflussfaktoren des Verbundes werden diskutiert und grundsätzliche Aussagen abgeleitet. Im nächsten Schritt wird das Verbundverhalten langer Einbettungslängen untersucht und Möglichkeiten der Übertragbarkeit der Ergebnisse von Verbundversuchen mit kurzen Verbundlängen aufgezeigt. Im letzten Teil des Kapitels 2 wird auf bereits bestehende Ansätze zur Modellierung des Verbundverhaltens sowie auf die Hintergründe verschiedener Bemessungsansätze aktueller Normen eingegangen.

Kapitel 3 und 4 enthalten eine ausführliche Darstellung der durchgeführten Ausziehversuche unter Querkzugbelastung und der daraus gewonnenen Versuchsergebnisse. Aufbauend auf diesen Ergebnissen sowie weiteren Versuchsdaten aus der Literatur werden in Kapitel 5 verschiedene Datensätze zusammengestellt, auf deren Basis die Entwicklung eines Verbundmodells für kurze Verbundlängen erfolgt. Hierbei werden neben dem Einfluss einer Querkzugbelastung weitere wichtige Einflussfaktoren berücksichtigt sowie die verschiedenen Verbundversagensarten separat betrachtet.

Abschließend werden in Kapitel 6 Möglichkeiten aufgezeigt, die Ergebnisse aus Kapitel 5 auch auf reale Bauteilsituationen anzuwenden. Im Zuge dessen werden für die Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit Formeln und Tabellen für die zulässigen Verbundspannungen in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussfaktoren zur Verfügung gestellt.

2 Stand des Wissens

2.1 Verbundverhalten von Rippenstählen

2.1.1 Allgemeines

Die Bauweise Stahlbeton ist durch das zweckmäßige Zusammenwirken von Bewehrungsstahl und Beton gekennzeichnet. Die positiven Eigenschaften des Stahls bei einer Zugbeanspruchung werden mit dem günstigen Verhalten des Betons unter Druckbeanspruchung kombiniert. Dabei stellt die Entstehung von Trenn- und Biegerissen eine wesentliche Charakteristik dieses Verbundwerkstoffs dar. Während die Zugkraft im Riss nur durch die Stahlbewehrung aufgenommen wird, erfolgt zwischen zwei Rissen die Einleitung dieser Zugkraft über die Verbundwirkung in den Beton.

Als Verbundspannung τ wird die mittlere Schubspannung bezeichnet, die in der Kontaktfuge zwischen Stahl und Beton auftritt. Diese Verbundspannung verursacht eine Veränderung, d. h. vom Riss aus betrachtet den Abbau der Stahlspannung. Prinzipiell wird die Verbundspannung τ aus der Kraftänderung im Stahl bezogen auf die Mantelfläche des Stahls berechnet. Für glatte Rundstähle ist diese Annahme durchaus gerechtfertigt, da hier von einem Verbundwiderstand ausgegangen werden kann, der sich hauptsächlich aus chemischer Adhäsion und Reibung zusammensetzt (Bild 2.1). Für die heutzutage verwendeten Rippenstähle stellt die Umrechnung auf die Mantelfläche jedoch eine starke Vereinfachung bzw. Idealisierung dar, da in diesem Fall die Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton eine bedeutende Rolle spielt (siehe Abschnitt 2.1.2). Die Verbundspannung für einen Rippenstahl ist somit eine Rechengröße, mittels derer die Zusammenwirkung aller Adhäsions-, Reibungs- und Verzahnungskräfte verschmiert über eine bestimmte Verbundlänge l_b erfasst wird (Bild 2.1).

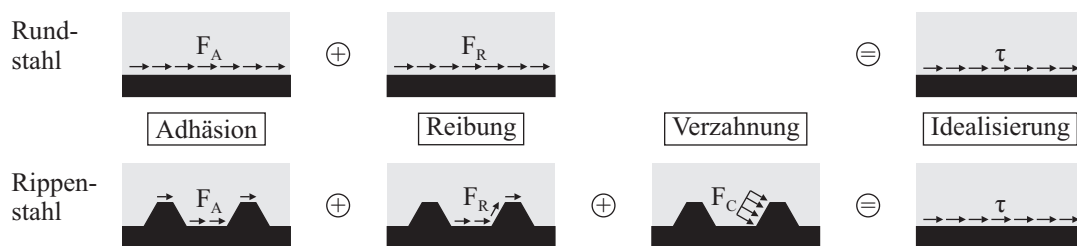


Bild 2.1: Verbundkräfte nach ACI 408 [5]

2.1.2 Verbundmechanismus und Versagensarten des Verbundes

Im Wesentlichen wird die Verbundtragwirkung von Rippenstählen durch die mechanische Verzahnung der Rippen des Bewehrungsstahls mit dem umgebenden Beton erreicht. Voraussetzung für die Aktivierung der Verbundwirkung ist dabei eine Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, der sogenannte Schlupf. Bei eintretenden Relativverschiebungen beginnen sich die Stahlrippen auf die Betonkonsolen abzustützen. Senkrecht zu den Druckspannungen in den schräg verlaufenden Betondruckstreben werden Zugspannungen hervorgerufen (Bild 2.2a). Diese führen zur Bildung von geneigt verlaufenden Verbundrissen, welche von den Rippen ausgehen und erstmals von GOTO [47] sichtbar gemacht wurden (Bild 2.2b). Die kegelförmigen Betondruckstreben werden durch einen Zugring im umgebenden Beton im Gleichgewicht gehalten. Überschreiten die Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit, kommt es zur Bildung von sogenannten

Spaltrissen längs des Stabes (TEPFERS [145], Bild 2.2b). In Abhängigkeit der Umschnürungswirkung der Betondeckung bzw. der Querbewehrung können diese Längsrisse zum Aufspalten des umgebenden Betons führen, was mit einer schlagartigen Abnahme des Verbundwiderstandes einhergeht. Diese Form des Verbundversagens wird als Sprengriss- oder *Spaltbruchversagen* bezeichnet.

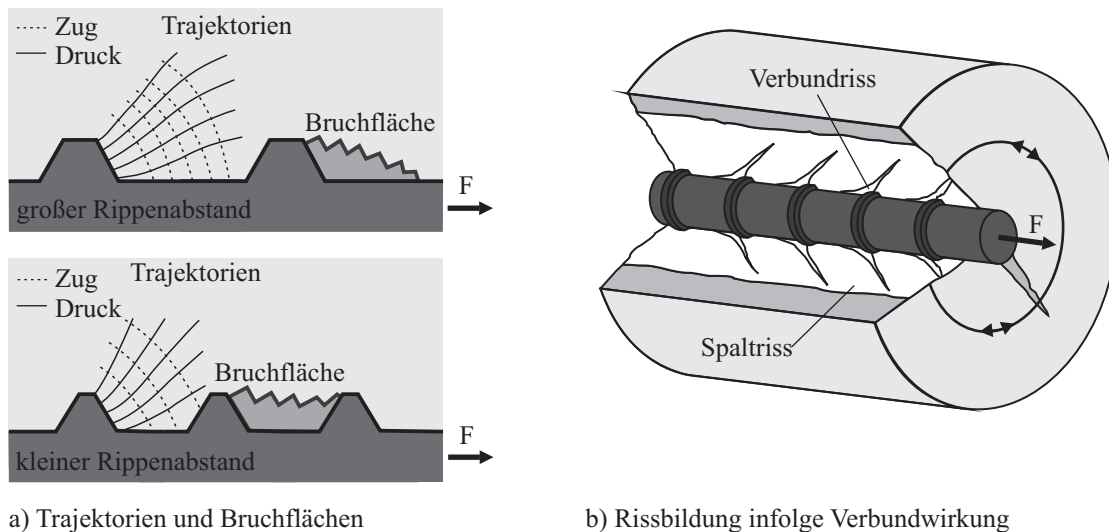


Bild 2.2: Trajektorien und Bruchflächen nach LEONHARDT [71] und innere Rissbildung infolge der mechanischen Verzahnung der Stabrippen nach MÜLLER ET AL. [91]

Ist eine ausreichende Umschnürung des Stabes durch eine Querbewehrung bzw. eine entsprechend große Betondeckung vorhanden, kann das unkontrollierte Öffnen der Spaltrisse vermieden und die Verbundtragfähigkeit erhöht werden. Abhängig von der Oberflächenprofilierung der Bewehrung scheren die Betonkonsolen mit steigender Beanspruchung entweder keilförmig oder parallel zur Mantelfläche des Stabes ab (Bild 2.2a) und die maximale Verbundtragfähigkeit wird erreicht. Mit fortschreitendem Schlupf werden die Betonkonsolen bis zum vollständigen Abscheren zunehmend zerstört, bis nur noch Reibverbundspannungen zwischen Stahl und Beton in der Scherfläche übertragen werden können. In diesem Fall liegt ein *Ausziehversagen* vor.

Der Übergang zwischen beiden Versagensmechanismen hängt im Wesentlichen von der Oberflächenprofilierung des Stabes, der Lage des Stabes, dem Stababstand, der Betondeckung, der Querbewehrung und den Betoneigenschaften ab. Eine quer zum Stab verlaufende Beanspruchung hat ebenfalls einen großen Einfluss auf die Versagensart (siehe Abschnitt 2.4). Während eine Querdrukbeanspruchung, wie z. B. an Auflagern, das Verbundverhalten positiv beeinflusst und ein Spaltbruchversagen verhindern kann (vgl. z. B. ELIGENHAUSEN ET AL. [37]), wird dieses durch eine Querkzugbeanspruchung beschleunigt (vgl. z. B. NAGATOMO & KAKU [93]).

GAMBAROVA ET AL. [44, 42] unterteilen den Verbundmechanismus von Rippenstäben in vier typische Phasen (Bild 2.3). Diese wurden in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit f_{ct} (Phase I bis III) bzw. der Betondruckfestigkeit f_c (Phase IV) folgendermaßen spezifiziert.

- Phase I ($\tau < 0,5 \dots 0,8 \cdot f_{ct}$): Wenn noch keine messbare Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton auftritt, beherrschen die chemische Adhäsion bzw. Haftung den Verbundwiderstand.
- Phase II ($\tau < 0,7 \dots 1,5 \cdot f_{ct}$): Nach der Überwindung der Adhäsionskräfte beginnen sich die Rippen im umgebenden Beton abzustützen und verursachen große Druckspannungen. Ausgehend von den Rippenkanten ermöglichen erste Mikrorisse (Verbundrisse) die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton. Die Keilwirkung durch die Rippen ist jedoch noch gering und es treten keine radialen Risse auf.

- Phase III ($\tau < 1,0 \dots 3,0 \cdot f_{ct}$): Durch die Keilwirkung der Rippen entstehen die ersten radialen Längsrisse (Spaltrisse). In Abhängigkeit der Dicke der Betondeckung kann es durch das Wachstum der radialen Risse zum kompletten Aufspalten der Betondeckung kommen.
- Phase IIIb: Bei einer kleinen Betondeckung kommt es zum Aufspalten der Betondeckung durch die radialen Spaltrisse. Ist keine Querbewehrung vorhanden, die eine Umschnürungsfunktion übernehmen kann, tritt plötzliches Verbundversagen ein (Spaltbruchversagen).
- Phase IV ($\tau < 0,3 \dots 0,5 \cdot f_c$): Diese Phase tritt nur bei einer ausreichenden Querbewehrungsmenge ein, die die Spaltrissöffnung kontrolliert oder bei großen Betondeckungen, wenn die Ausbreitung der radialen Risse auf einen inneren Bereich um den Stab beschränkt bleibt. Bei steigenden Schlupfwerten erreicht die Verbundspannung ihr Maximum. Die Betonkonsolen zwischen den Rippen werden entweder abgeschert oder zerdrückt, so dass letztendlich die verbleibende Verbundtragfähigkeit nur noch aus der Reibung zwischen Stahl und Beton resultiert und die Verbundspannungen mit zunehmendem Schlupf einen abfallenden Verlauf zeigen (Ausziehversagen).

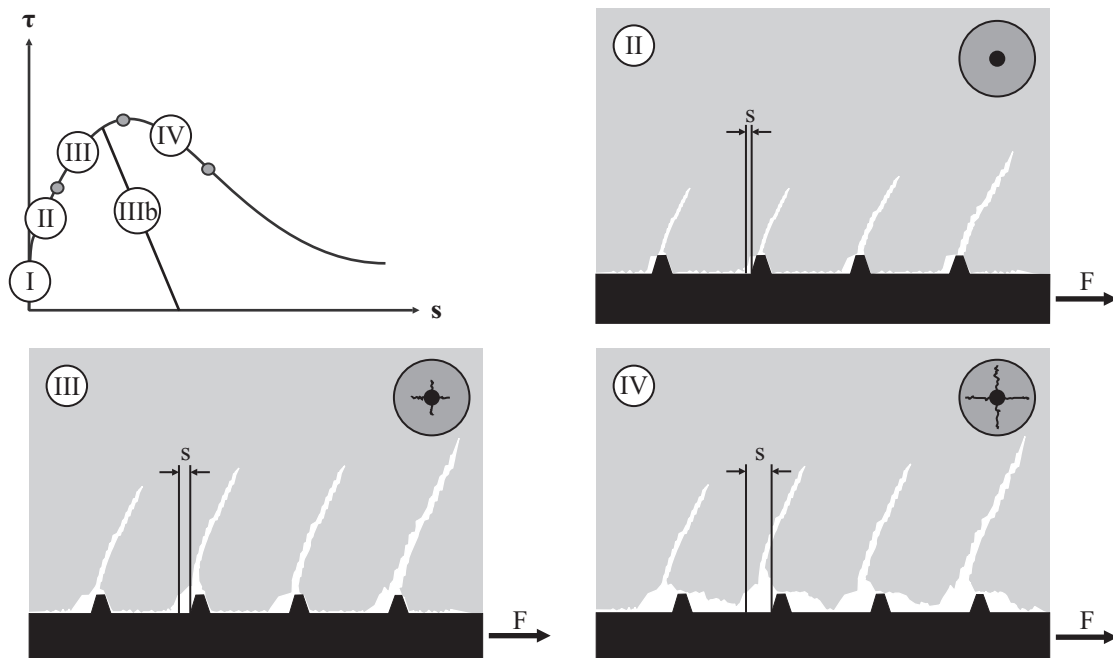


Bild 2.3: Phasen des Abschervorgangs nach GAMBAROVA ET AL. [42] und die dazugehörige innere Rissbildung nach ZILCH & ZEHETMAIER [161]

2.2 Experimentelle Ermittlung des Verbundverhaltens

2.2.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens kommen vorrangig Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zum Einsatz, die experimentell bestimmt werden. Diese werden jedoch nicht an großformatigen Stahlbetonbauteilen, sondern meist an Versuchskörpern mit kleinen Abmessungen ermittelt. Einige der bisher verwendeten Probekörper, die stets zu unterschiedlichen Zwecken konzipiert wurden, sind in Bild 2.4 dargestellt. Mit konsolartigen Ausziehkörpern bzw. Spleiß- und Dehnkörpern soll die Biegezugzone im Bereich konstanter Momente abgebildet werden. Während beim konsolartigen Ausziehkörper der Beton auf Schub und der Stahl auf Zug beansprucht werden, liegt im Spleiß- bzw. Dehnkörper bei beiden Komponenten eine Zugbelastung vor. Balkenendkörper werden dazu verwendet, die Randbedingungen einer Endverankerung zu simulieren. Hier erfährt der Stahl eine Zug- und der Beton eine Schub- und Querdrukbeanspruchung.

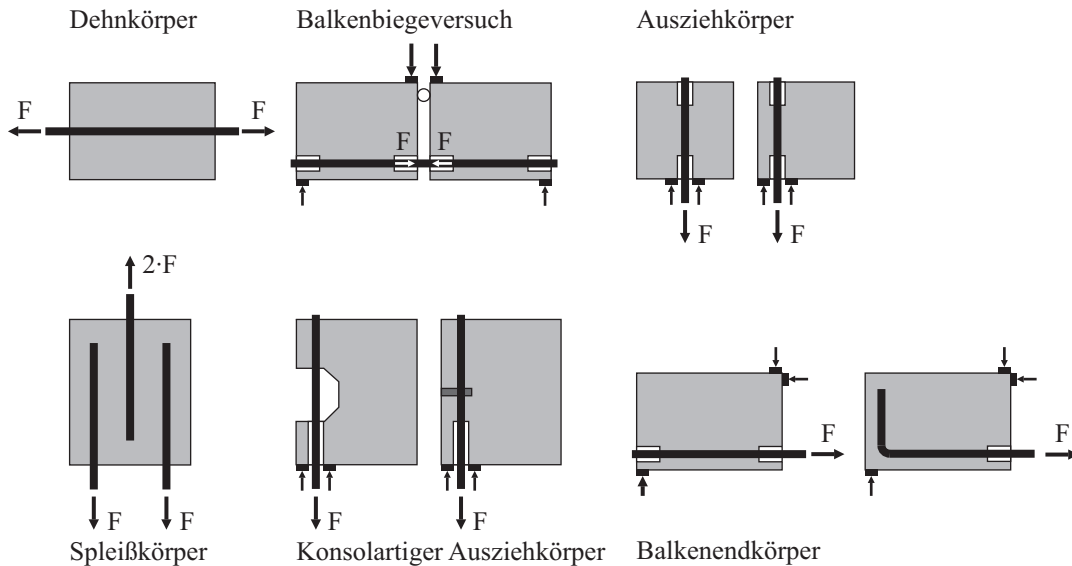


Bild 2.4: Verschiedene Probekörper zur Ermittlung des Verbundverhaltens, ROSTÁSY & SCHEUERMANN [124]

Im Allgemeinen werden die zwei Versuchsaufbauten des Balkenversuchs (Beam-Test) und des Ausziehversuchs (Pullout-Test) favorisiert, welche bereits 1970 durch die Vereinigung RILEM [117, 118] bezüglich der Ausführung, Durchführung und Auswertung vereinheitlicht wurden. Für die Auswertung wird die aufgebrachte Ausziehkraft F in eine über die Verbundlänge l_b und den Stabumfang u_s konstante Verbundspannung τ mittels Gl. (2.1) umgerechnet. Wird die erhaltene Verbundspannung τ über der gemessenen Relativverschiebung am lastfreien Stabende, den sogenannten Schlupf s_0 , aufgetragen, ergibt sich eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, wie sie prinzipiell in Bild 2.5a dargestellt ist. Der Anstieg dieser Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird dabei häufig als Verbundsteifigkeit bezeichnet. Liegt ein Ausziehversagen vor, kann die Verbundspannungs-Schlupf-Abhängigkeit bis zu sehr großen Verschiebungswerten angegeben werden, während bei einem Spaltbruchversagen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung schon bei kleinen Schlupfwerten meist vor dem Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max} schlagartig abfällt, sofern keine Querbewehrung vorhanden ist. Verschiedenartige Probekörper und Versuchsanordnungen führen dabei zu unterschiedlichen Verbundspannungs- bzw. Kraft-Schlupf-Kurven (Bild 2.5b). Infolgedessen kann eine Verbundspannungs-Beziehung nicht als Stoffgesetz im herkömmlichen Sinne angesehen werden.

$$\tau = \frac{F}{u_s \cdot l_b} = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (2.1)$$

2.2.2 Balkenversuch

Der Balkenversuch nach RILEM [117] bzw. gemäß DIN EN 10080, Anhang C [25] besteht aus zwei bewehrten Betonprismen, die im unteren Bereich durch den zu prüfenden Bewehrungsstahl und im oberen Bereich durch ein Stahlgelenk miteinander verbunden sind. In Abhängigkeit des Stabdurchmessers des eingelegten Bewehrungsstahls werden zwei Probekörperabmessungen festgelegt (Bild 2.6a). Als Verbundlänge wird der zehnfache Stabdurchmesser vorgeschrieben, die jeweils mittig in jedem Halbbalken angeordnet werden. Der Balken selbst wird an der Oberseite durch zwei Einzellasten $F_a/2$ in einem vorgegebenem Abstand von 150 mm bzw. 200 mm auf Biegung beansprucht, bis ein Verbundversagen oder ein Stahlversagen eintritt. Daraus kann die Kraft F im Bewehrungsstahl nach Gl. (2.2) und durch Einsetzen der vorgeschriebenen

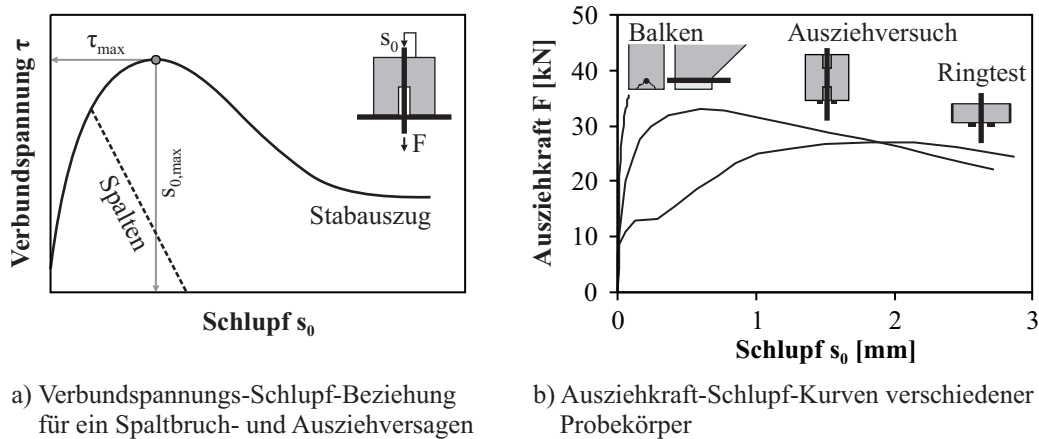


Bild 2.5: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für die zwei Verbundversagensarten und Ausziehkraft-Schlupf-Beziehung für verschiedene Probekörpertypen, LOSBERG & OLSSON [78]

Verbundlänge $l_b = 10d_s$ und der Stahlquerschnittsfläche A_s die mittlere Verbundspannung nach Gl. (2.3) ermittelt werden.

$$F = 1,25 \cdot F_a \quad \text{für } d_s < 16 \text{ mm} \quad \text{bzw.} \quad F = 1,50 \cdot F_a \quad \text{für } d_s \geq 16 \text{ mm} \quad (2.2)$$

$$\tau = \frac{F}{40 \cdot A_s} \quad (2.3)$$

Die Schlupfmessung erfolgt am lastfreien Stabende gegen die Stirnseiten des Balkens. Für den Bewehrungsstahl ergibt sich mit den vorgegebenen Abmessungen eine Betondeckung von $c = 50 \text{ mm} - d_s/2$. Die Halbbalken werden daher mit einer Querbewehrung aus Bügeln $\emptyset 6$ bzw. $\emptyset 10$ alle 5 cm versehen. Aufgrund der recht aufwändigen Ausführung werden Balkenversuche seltener zur Bestimmung der Verbundeigenschaften eingesetzt. Zur Beurteilung des Verbundverhaltens werden die Verbundspannungen bei den Schlupfwerten $s_0 = 0,01 \text{ mm}$, $0,1 \text{ mm}$ und 1 mm sowie die maximale Verbundspannung τ_{max} herangezogen.

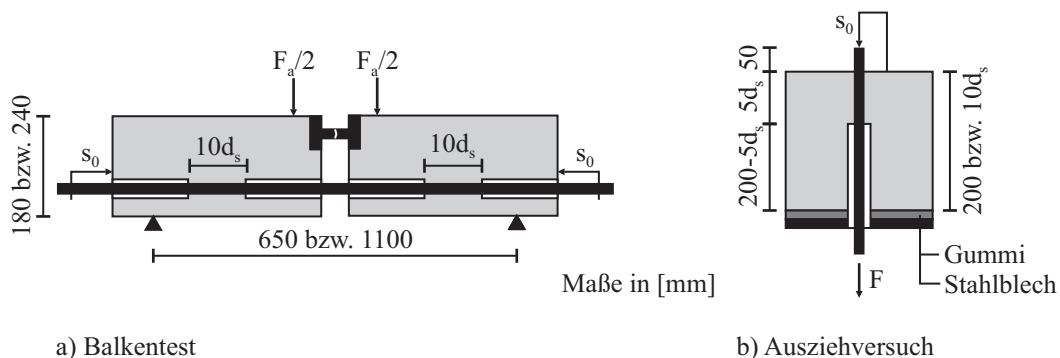


Bild 2.6: Balkentest nach RILEM [117] und Ausziehversuch nach RILEM [118]

2.2.3 Ausziehversuch

Besonders bewährt haben sich wegen ihrer einfachen und günstigen Herstellbarkeit und Durchführbarkeit Verbundversuche an Ausziehkörpern. Bereits 1905 wurde von BACH [8] der Verbundwiderstand von Glattstähen mittels würfelförmiger Ausziehkörper geprüft. ABRAMS [1] führte 1909 über 1000 Ausziehversuche durch, um u. a. den Einfluss der Probekörperabmessungen und der Stabgeometrie zu ermitteln.

Nach RILEM [118] bzw. DIN EN 10080, Anhang D [25] wird die Ausführung des Ausziehkörpers zur Ermittlung des Verbundverhaltens von Betonstahl gemäß Bild 2.6b vorgeschrieben. Mit der Einhaltung der

Kantenlänge des Probekörpers von 200 mm bzw. $10d_s$ kann davon ausgegangen werden, dass mit einer Betondeckung von $c = 100 \text{ mm} - d_s/2$ bzw. $c = 4,5d_s$ kein Spaltbruchversagen während des Stabauszugs eintritt. Als Verbundlänge wird der fünffache Stabdurchmesser festgelegt, um einerseits noch von einer annähernd konstanten Verbundspannungsverteilung ausgehen zu können und andererseits die Streuung der Versuchsergebnisse moderat zu halten (siehe Abschnitt 2.2.7). Damit kann die Verbundspannung τ direkt aus der Ausziehkraft F und dem Stabumfang u_s gemäß Gl. (2.1) bestimmt werden. Die verbundfreie Vorlänge von $5d_s$ dient der Verringerung des Einflusses der Lasteinleitung [118]. Für die Auswertung ist die gesamte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aufzuzeichnen. Als charakteristische Punkte werden häufig die maximale Verbundspannung τ_{max} und der dazugehörige Schlupfwert $s_{0,max}$ sowie die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupfwert $s_0 = 0,1 \text{ mm}$ zur Beurteilung des Verbundwiderstandes herangezogen.

Ein Vergleich der beiden Versuchsarten nach RILEM von SORETZ [140] zeigte, dass im Ausziehversuch der Anstieg der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, d. h. die Verbundsteifigkeit geringer und die maximale Verbundspannung höher als im Balkenversuch ausfällt. Dieser Effekt lässt sich jedoch eher mit den unterschiedlichen Verbundlängen von $5d_s$ und $10d_s$ als mit der Probekörperform erklären, vgl. Abschnitt 2.2.5.

JANOVIĆ [55] schlug einen abgewandelten Ausziehkörper vor, bei dem die Verbundlänge und die verbundfreien Vorlänge eine weiche Gummilage trennt. Die Biegetragfähigkeit der entstehenden Konsole wird durch eine Bügelbewehrung erreicht. Der weiche Schlitz soll die Mitwirkung der verbundfreien Vorlänge sowie die Querpressung der Verbundzone vermindern. Mit dieser Art von Ausziehkörper ergeben sich, durch die meist vor dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums eintretenden Spaltrisse, generell geringere Verbundspannungen. Die Höhe der erreichten Verbundspannung hängt außerdem vom Material der Trennschicht ab (Bild 2.7).

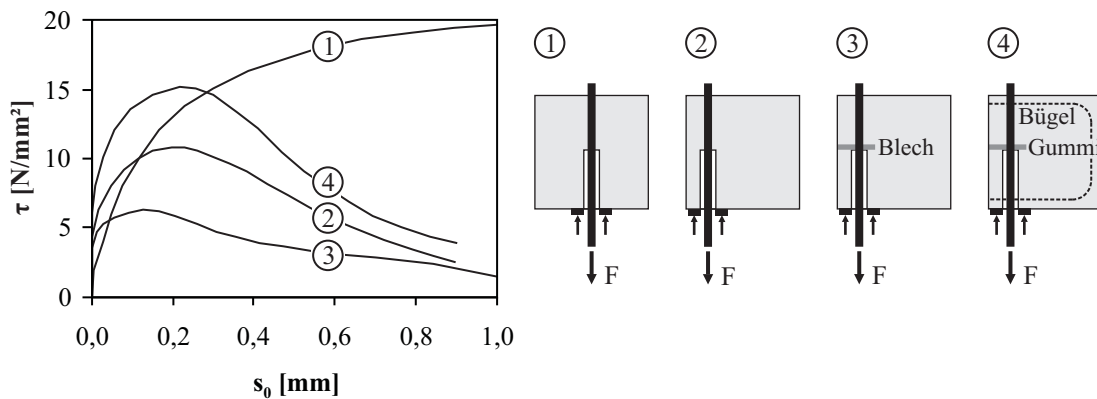


Bild 2.7: Verschiedene Ausziehkörper und daraus gewonnene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von ELIGEHAUSEN ET AL. [35]

Um den Zusammenhang zwischen der Verbundwiderstandskomponente τ längs des Stabes und der nach außen gerichteten radialen Komponente p_i experimentell zu bestimmen, entwickelten TEPFERS & OLS-SON [148] den Ringtest nach Bild 2.8. Dabei handelt es sich um einen zylinderförmigen Ausziehkörper, der von einem dünnen Stahlring ummantelt ist. Während des Ausziehversuchs werden die Ausziehkraft, der Schlupf am freien Stabende sowie die Ringdehnung des Stahlrings ε_{sr} auf halber Ringhöhe gemessen. Mit der Annahme, dass die radiale Komponente aus der Verbundtragwirkung durch den Beton als Innendruck p_i auf den Stahlring wirkt, kann der Zusammenhang zwischen τ und p_i aus der gemessenen Stahlringdehnung und dem Elastizitätsmodul des Stahlrings E_{sr} und dessen Dicke t über die Kesselformel nach Gl. (2.4) bestimmt werden.

$$p_i = \tau \cdot \tan(\alpha) = \frac{2 \cdot \varepsilon_{sr} \cdot E_{sr} \cdot t}{d_s} \quad (2.4)$$

Der Winkel α zwischen der längs und radial gerichteten Verbundkomponente lässt sich anhand der gemessenen Stahlringdehnung ebenfalls ermitteln.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{p_i}{\tau}\right) = \arctan\left(\frac{2 \cdot \varepsilon_{sr} \cdot E_s \cdot t}{d_s \cdot \tau}\right) \quad (2.5)$$

Aus den Verbundspannungs-Schlupf- und Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen geht hervor, dass sich die maximale Stahlringdehnung erst nach dem Verbundspannungsmaximum einstellt (Bild 2.8).

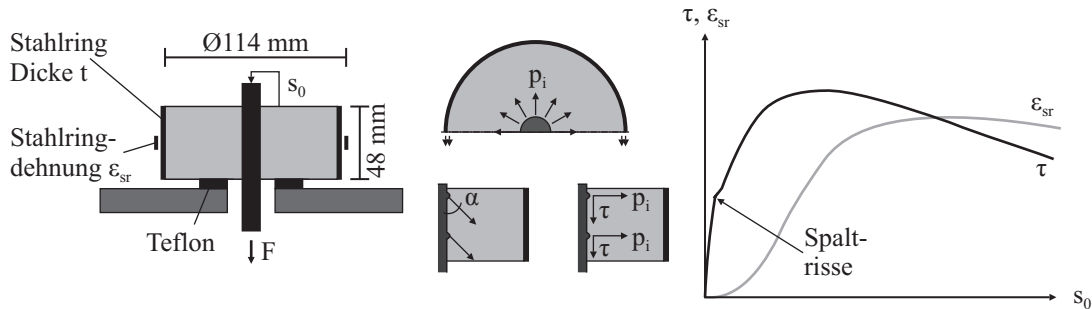


Bild 2.8: Ringtest nach TEPFERS & OLSSON [148]

2.2.4 Dehnkörperversuch

Häufig wurde das Verbundverhalten auch anhand von Dehnkörperversuchen ermittelt (z. B. ECKFELDT ET AL. [32], ELIGEHAUSEN ET AL. [36], KANKAM [56], KEUSER ET AL. [58], LAHNERT ET AL. [65], MIRZA & HOUE [89], NILSON [99], SCOTT & GILL [134]). Diese spiegeln die Randbedingungen von zugbeanspruchten Bauteilen bzw. der Zugzone eines Biegebauteils realistischer wider als der einfache Ausziehversuch. Nachteilig ist jedoch, dass die Verbundspannungen und der Schlupf nur indirekt über die Messung der Stahldehnung $\varepsilon_s(x)$ ermittelt werden können. Dafür kamen bisher meist Dehnmessstreifen zum Einsatz, die auf der Stahloberfläche oder in einer innen liegenden Nut des Bewehrungsstahls in kurzen Abständen Δx appliziert wurden. Der Verbundspannungsverlauf $\tau(x)$ ist aus der Stahldehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon_s(x)$ bzw. der Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_s(x)$ ermittelbar, während sich der Schlupf an der Stelle x durch das Aufsummieren der Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton ergibt, vgl. auch Abschnitt 2.6.3. Die Betondehnung $\varepsilon_c(x)$ wird hierbei vereinfachend meist vernachlässigt. Die Schwierigkeit bei der Stahldehnungsmessung besteht meist darin, dass bei der weniger aufwändigen Applikation der Dehnmessstreifen direkt auf der Stahloberfläche und einem sehr engen Messmittelabstand auch die Verbundeigenschaften maßgeblich beeinflusst werden können. Für eine innen liegende Nut zur Aufnahme der Dehnmessstreifen hingegen muss der Stahl über seine gesamte Länge sauber längs geteilt und nach der Applikation der Messmittel wieder kraftschlüssig verbunden werden, was herstellungstechnisch einen enormen Aufwand bedeutet und auch Materialeigenschaften des Betonstahls beeinflussen kann.

2.2.5 Einfluss der Verbundlänge im Verbundversuch

Einer der einflussreichsten Parameter im Verbundversuch ist die einbetonierte Stablänge, d. h. die Verbundlänge, des zu prüfenden Stabes. Um diesen Einfluss explizit zu untersuchen, ist es sinnvoll, alle anderen Einflussparameter, wie z. B. die Betonfestigkeitsklasse, den Stabdurchmesser, die Rippengeometrie, die Lage des Stabes, die Betondeckung bzw. Umschnürung und den Versagensmodus konstant zu halten.

Aufgrund der Bedeutung der Verbundlänge bei der Modellbildung in Kapitel 6 werden an dieser Stelle die experimentellen Untersuchungen anderer Forscher hinsichtlich des Verbundlängeneinflusses besonders ausführlich betrachtet. Die im Folgenden vorgestellten Ergebnisse konzentrieren sich vor allem auf Versuche

an Ausziehkörpern. Lediglich die von BAUS [10] und BAUS & CLAUDE [11] durchgeführten Balkentests werden ebenfalls aufgeführt, da sich aus den Ergebnissen ein Vorschlag zur Bemessung von Verankerungslängen ableiten ließ (siehe Abschnitt 2.6.5). Bei diesen Versuchen wurde für drei verschiedene Stähle die Verbundlänge zwischen $5d_s$ und $15d_s$ variiert. Mit zunehmender Verbundlänge ergab sich ein abfallender Verlauf der maximalen Verbundspannungen (Bild 2.9).

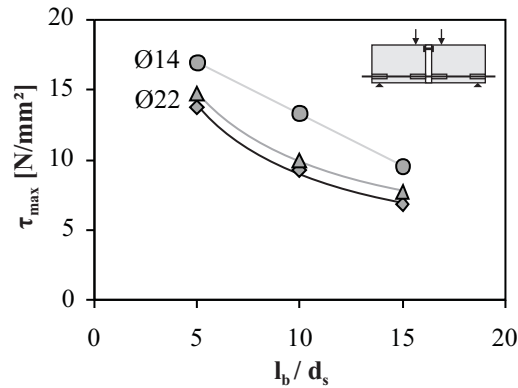


Bild 2.9: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen in Balkentests, BAUS [10]

ABRAMS [1] begann 1909 in den USA ein umfangreiches Versuchsprogramm, in dem die Ermittlung der Verbundeigenschaften von Glattstahl und profiliertem Stahl Ziel der durchgeführten Ausziehversuche und Balkentests war. Zu den geprüften Einflussfaktoren gehörte u. a. auch die Verbundlänge. Die Verbundspannungen für Glattstahl zeigten für den Zustand des Gleitbeginns ($s_0 = 0,01 \text{ mm}$) einen leichten Anstieg, während die maximalen Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge leicht abfielen (Bild 2.10a). Bei profiliertem Stahl war für sehr kleine gleiche Schlupfwerte s_0 zunächst ein Anstieg der Verbundspannungen zu verzeichnen, der jedoch bei der Überschreitung eines Schlupfwertes von $s_0 = 0,05 \text{ mm}$ in einen Abfall der Verbundspannungen mit steigender Verbundlänge umschlug (Bild 2.10b). Zu den maximalen Verbundspannungen bei Stabauszug wurden von ABRAMS keine Angaben gemacht.

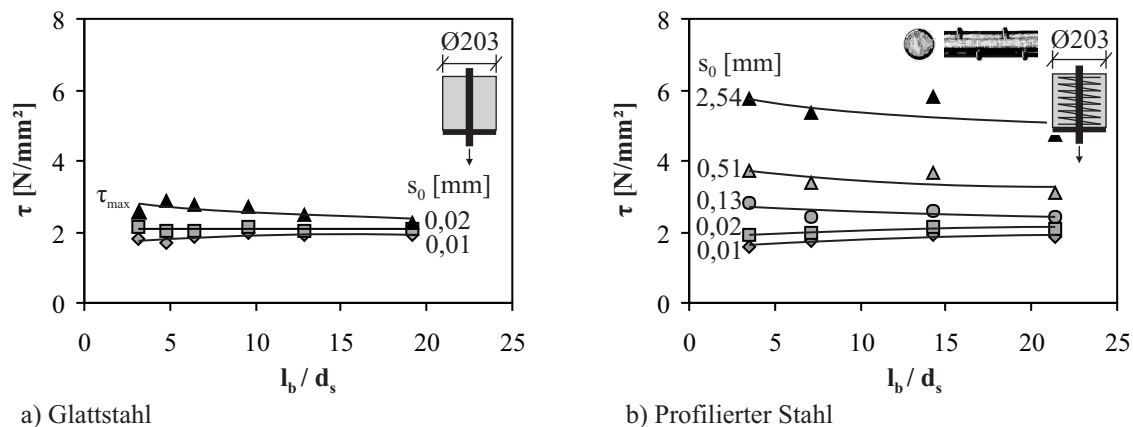


Bild 2.10: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen, ABRAMS [1]

Weitere systematische Untersuchungen zum Einfluss der Verbundlänge wurden von BACH [9] für Glattstahl durchgeführt. Mit steigender Verbundlänge zeigte sich ein etwas stärker abfallender Verlauf der gemittelten maximalen Verbundspannungen im Vergleich zu den Ergebnissen von ABRAMS [1] (siehe Bild 2.11a).

An der EMPA Zürich prüfte ROŠ [125] Glattstahl, Torstahl und Caronstahl auf ihre Verbundeigenschaften. Hier konnte für alle Stähle in etwa die gleiche Abnahme der gemittelten Verbundspannung τ_{max} mit größerer Verbundlänge festgestellt werden (Bild 2.11b). DJABRY [29] leitete aus diesen Versuchsergebnissen den

Zusammenhang zwischen der gemittelten Verbundspannung $\tau_{max,m}$ und der Verbundlänge l_b nach Gl. (2.6) ab.

$$\tau_{max,m} \cdot \sqrt{l_b} = \text{konstant} \quad (2.6)$$

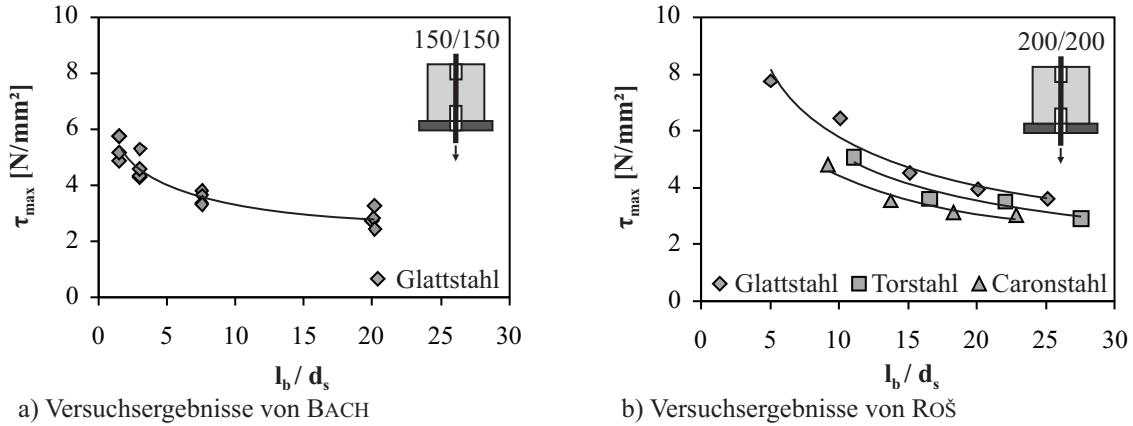


Bild 2.11: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung τ_{max} , BACH [9] und ROŠ [125]

Diese Beobachtungen spiegelten sich in den Versuchsergebnissen von MATHEY & WATSTEIN [88], die Rippenstahl mit gekreuzten Stabrippen prüften, nicht direkt wider. Betrachtet wurden die Verbundspannungen bei einem Schlupfwert $s_0 = 0,13 \text{ mm}$, die mit steigender Verbundlänge einen leichten Anstieg aufwiesen (Bild 2.12a). Die maximalen Verbundspannungen bei Stabauszug unterlagen für Verbundlängen von $7d_s$ bis $21d_s$ keinem eindeutigen Trend. Ab Verbundlängen von $28d_s$ trat Stahlfließen am belasteten Stabende auf, was sich auf die maximalen Verbundspannungen nicht signifikant auswirkte (Bild 2.12b). Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist jedoch zu beachten, dass die Betondruckfestigkeit der Einzelprüfkörper starken Schwankungen zwischen 25 und 38 N/mm^2 unterlag, was einen direkten Vergleich erschwert.

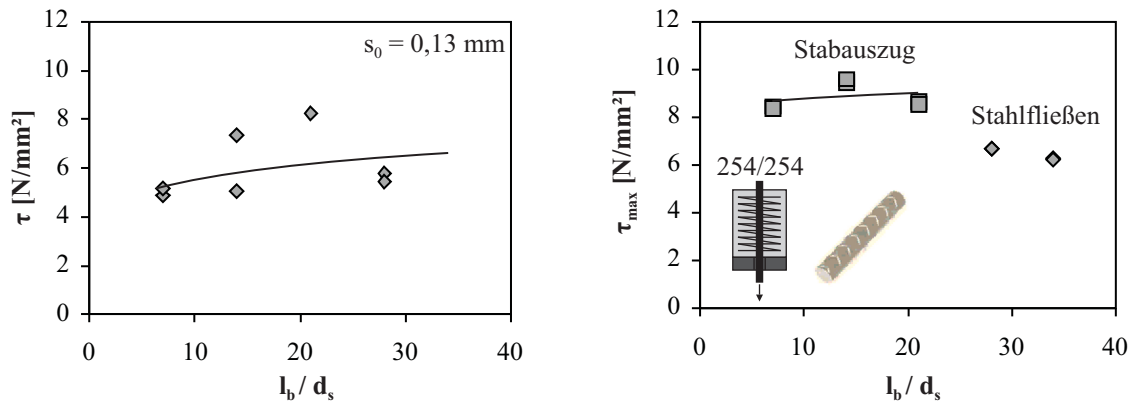


Bild 2.12: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen, MATHEY & WATSTEIN [88]

Später folgten Untersuchungen zum Einfluss der Verbundlänge an Rippenstäben mit Quer- bzw. Schrägrippen, wie sie in der heutigen Zeit weltweit verwendet werden.

MARTIN & NOAKOWSKI [86] konnten für die Verbundspannungen $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$ und τ_{max} einen Anstieg mit steigender Verbundlänge beobachten (siehe Bild 2.13a). Da jedoch die Verbundversagensart nicht angegeben wurde, ist eine direkte Vergleichbarkeit der maximalen Verbundspannung nicht möglich. Die Versuche von RICHTER [116] wiesen bei Verschiebungsbeginn ebenfalls einen leichten Anstieg der mittleren Verbundspannung $\tau_{0,01}$ mit zunehmender Verbundlänge auf. Bei einer Verbundlänge von $10d_s$ und einem Endschlupf von $0,05 \text{ mm}$ am belasteten Stabende trat bereits das Fließen der Bewehrung ein (Bild 2.13b). Da

jedoch mit dem Fließen der Bewehrung eine starke Änderung der Verbundeigenschaften einhergeht, sollten Versuche mit beginnendem Stahlfließen nicht zum Vergleich des Verbundlängeneinflusses herangezogen werden.

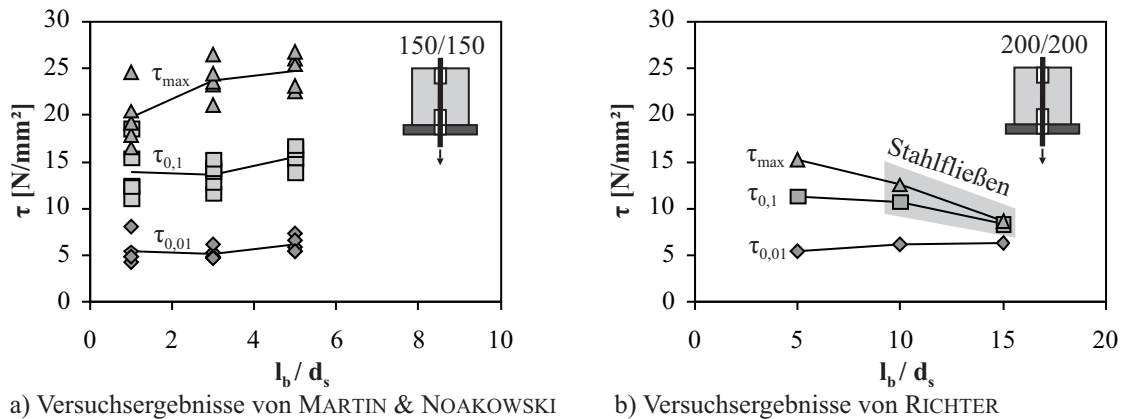


Bild 2.13: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen, MARTIN & NOAKOWSKI [86] und RICHTER [116]

Bei den Ausziehkörpern von MÜLLER & EISENBIEGLER [90] mit sehr kurzen Verbundlängen zwischen $1d_s$ und $3d_s$ ergab sich ebenfalls ein abfallender Trend der maximalen Verbundspannungen bei steigender Verbundlänge. Zwischen den mittleren Verbundspannungen bei einer Verbundlängen von $1d_s$ bzw. $2d_s$ konnte jedoch kein signifikanter Unterschied festgestellt werden (Bild 2.14a). Dies ergab sich ebenfalls für die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ (Bild 2.14b).

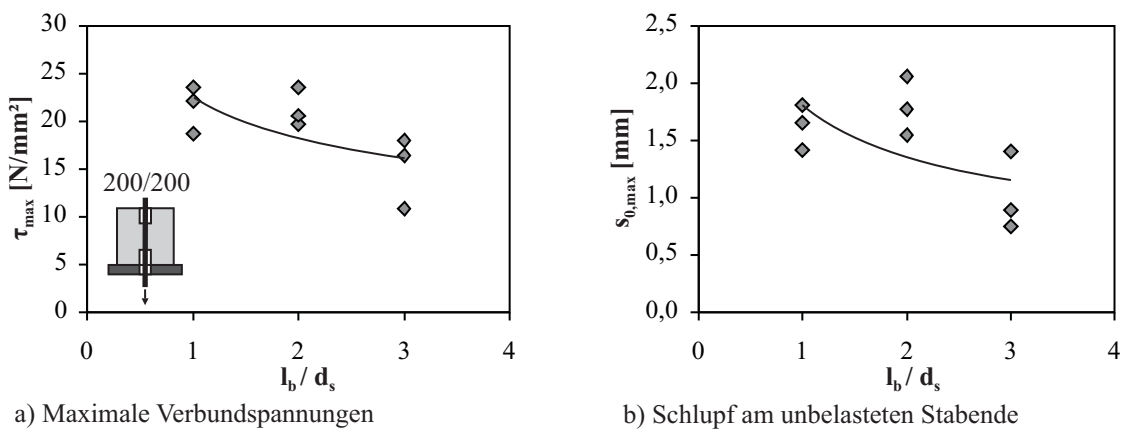


Bild 2.14: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung τ_{max} und den Schlupf $s_{0,max}$, MÜLLER & EISENBIEGLER [90]

Eine etwas andere Herangehensweise wählten HAWKINS ET AL. [48], die die Verbundlänge in Abhängigkeit der Anzahl der einbetonierten Stabrippen in ihren querbewehrten Ausziehkörpern festlegten. Wird näherungsweise davon ausgegangen, dass je Rippe eine einbetonierte Stablänge des einfachen Rippenabstandes vorlag, ergeben sich die in Bild 2.15 dargestellten maximalen Verbundspannungen und die dazugehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ in Abhängigkeit der bezogenen Verbundlänge. Alle Versuche mit dem verwendeten Stabdurchmesser $\varnothing 32$ endeten mit einem Ausziehversagen bei bereits vorhandenen Spaltrissen, deren unkontrolliertes Öffnen von der Querbewehrung verhindert wurde. Da für die kleinste und die größte Verbundlänge jeweils nur ein bzw. zwei Einzelversuche geprüft wurden, ist es nicht ohne Weiteres möglich, aus den Daten eine Abhängigkeit zwischen Verbundspannungen und Verbundlänge abzulesen. Wird die Streubreite der Versuchsergebnisse bei der Betrachtung mit einbezogen, ergeben sich für die Verbundspannungen keine signifikanten Unterschiede, was sich zum Teil ebenfalls in den zugehörigen Schlupfwerten widerspiegelt.

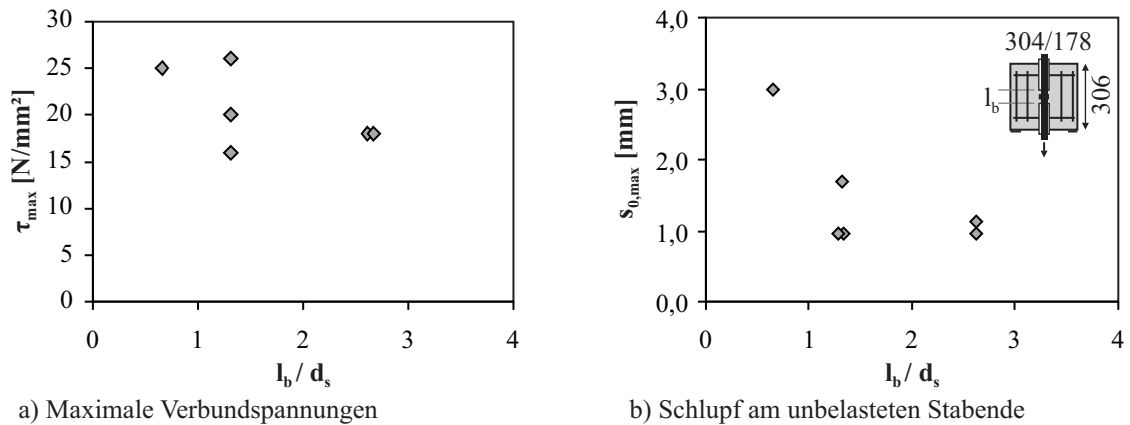


Bild 2.15: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung τ_{max} und den Schlupf $s_{0,max}$, HAWKINS ET AL. [48]

ROSTÁSY & SCHEUERMANN [124] konnten bei kurzen Verbundlängen von $3d_s$ bis $5d_s$ den Einfluss der Verbundlänge feststellen (Bild 2.16a). Hier war ebenfalls ein abfallender Verlauf der gemittelten Verbundspannungen mit steigender Verbundlänge zu verzeichnen, der sich in seiner Stärke jedoch vom betrachteten Schlupfwert als unabhängig erwies. Die zu τ_{max} gehörigen Schlupfwerte zeigten jedoch keinen abfallenden Verlauf.

Der Einfluss der Betonfestigkeit stand im Mittelpunkt der Untersuchungen von HUANG ET AL. [53]. Es konnte sowohl für den normal- und den hochfesten Beton im Falle eines Ausziehversagens eine Abnahme der maximalen Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge beobachtet werden, die jedoch für den hochfesten Beton wesentlich stärker ausfiel (Bild 2.16b). Ab einer gewissen Verbundlänge trat bei beiden Betonsorten Stahlfließen mit anschließendem Stabauszug oder Stabbruch als Versagensmodus ein. In diesem Fall konnte eine lineare Abnahme der maximalen Verbundspannungen verzeichnet werden. Die Schlupfwerte am belasteten Stabende ergaben sich bei Ausziehversagen für beide Betonsorten und die unterschiedlichen Verbundlängen in der gleichen Größenordnung. Trat Stahlfließen auf, stiegen die Schlupfwerte am belasteten Ende stark an.

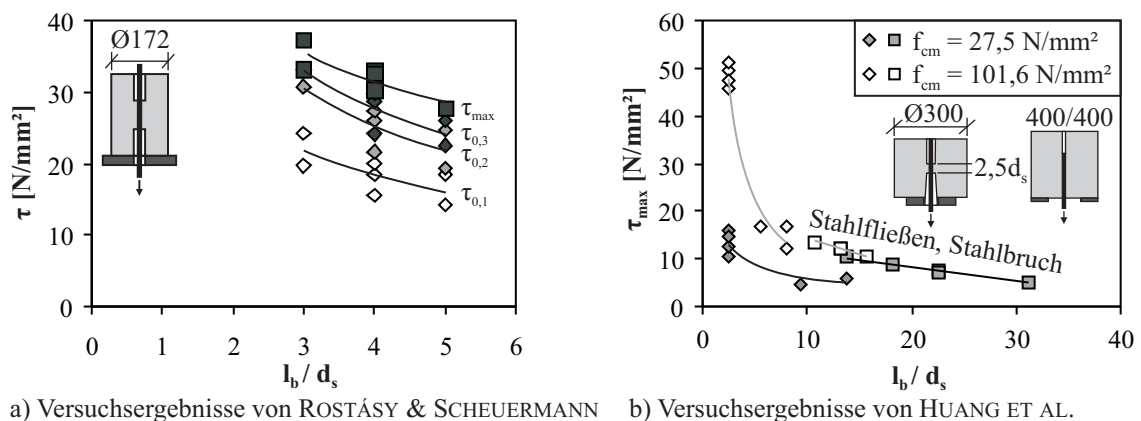


Bild 2.16: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen, ROSTÁSY & SCHEUERMANN [124] und HUANG ET AL. [53]

EIBL ET AL. [33] führten im Rahmen von Vorversuchen zu ihrem Versuchsprogramm zum Verbundverhalten unter querzuginduzierten Längsrissen ebenfalls Ausziehversuche mit variierender Verbundlänge durch. Es trat jedoch in allen Fällen das Stahlfließen vor dem Verbundversagen ein. Für die maximalen Verbundspannungen konnte ein linear abfallender Trend mit steigender Verbundlänge verzeichnet werden. IDDA [54] führte daraufhin Ausziehversuche mit kürzerer Verbundlänge durch. Bei bereits voreingestellten Längsrissen ist ein weniger starker Abfall der maximalen Verbundspannungen mit größerer Verbundlänge zu erkennen

(Bild 2.17a). Für den zugehörigen Schlupf am belasteten Stabende wurden bei der größeren Verbundlänge kleinere Werte verzeichnet (Bild 2.17b).

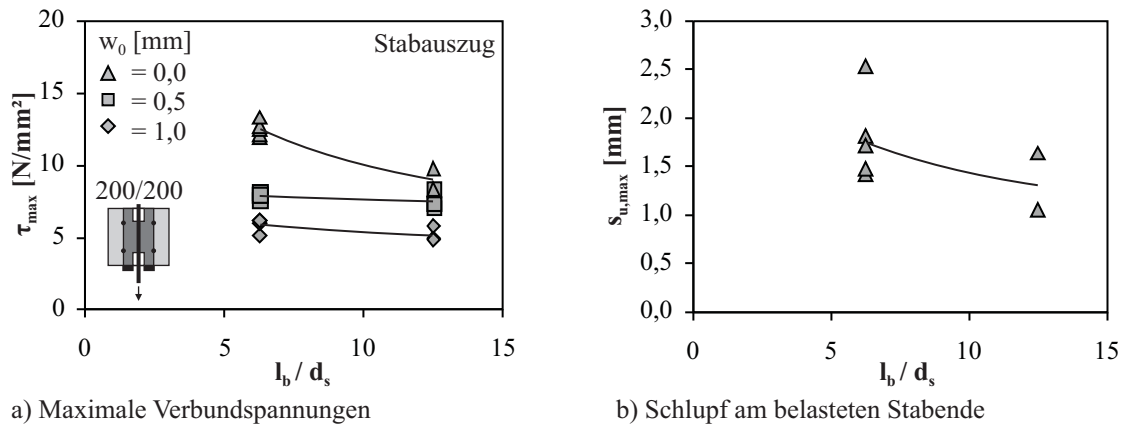


Bild 2.17: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung τ_{max} und den Schlupf $s_{u,max}$, IDDA [54]

Auf die Versagensart im Ausziehversuch konzentrierten sich SOLOMOS & BERRA [139]. Sie konzipierten ihre Ausziehkörper mit zwei verschiedenen Verbundlängen derart, dass einerseits ein Verbundversagen infolge eines Spaltbruchs und andererseits durch die Umschnürung mit einem Stahlrohr ein Stabauszug auftrat. Die maximalen Verbundspannungen bei Ausziehversagen zeigten mit steigender Verbundlänge einen abfallenden Trend, während die Verbundspannungen bei Spaltbruchversagen von der Verbundlänge unabhängig waren (Bild 2.18a). Dies traf ebenfalls auf die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ zu (Bild 2.18b).

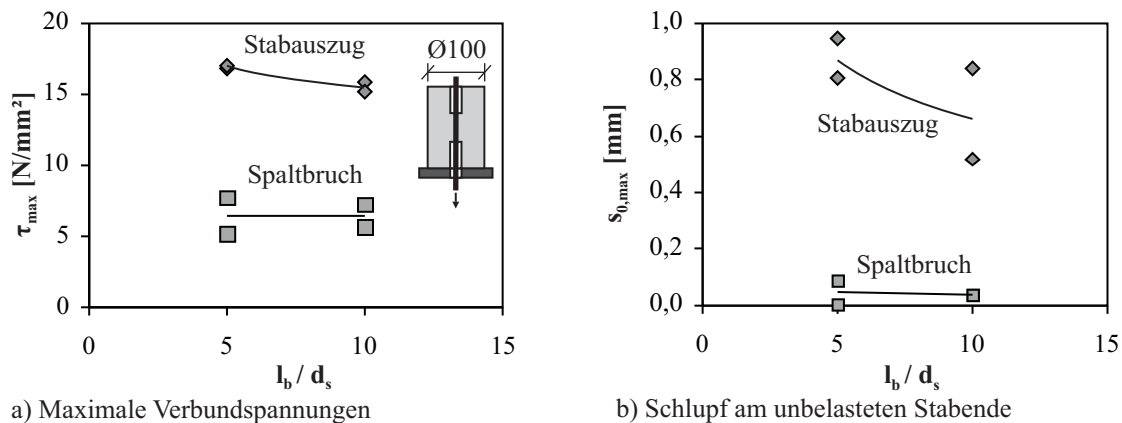


Bild 2.18: Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung τ_{max} und den Schlupf $s_{0,max}$, SOLOMOS & BERRA [139]

Zusammenfassend ist festzustellen, dass eine systematische Untersuchung des Verbundlängeneinflusses bisher nur von BACH [9] und ROŠ [125] durchgeführt wurde, jedoch für Stäbe, die heutzutage nicht mehr im Einsatz sind. Für den gegenwärtig verwendeten Rippenstahl wurden in einzelnen Forschungsvorhaben meist nur wenige Ausziehversuche mit variierender Verbundlänge geprüft. Für alle Stäbe mit Oberflächenprofilierung fielen die maximalen Verbundspannungen bei Ausziehversagen mit zunehmender Verbundlänge ab. Bei Rippenstahl konnte für sehr kurze Verbundlängen $l_b \leq 2d_s$ kein signifikanter Unterschied zwischen den maximalen Verbundspannungen beobachtet werden. Die gefundenen Zusammenhänge gelten jedoch nur für die maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen. Bezüglich des zu τ_{max} gehörigen Schlupfwertes $s_{0,max}$ am unbelasteten Stabende lassen die Daten aus der Literatur keinen endgültigen Schluss zu. Weiterhin können keine eindeutigen Aussagen zur Abhängigkeit zwischen der Verbundlänge und den Verbundspannungen bei bestimmten Schlupfwerten s_0 , wie z. B. $\tau_{0,1}$, aus der Datenlage in der Literatur abgeleitet werden.

Es stellt sich die Frage, inwieweit die zu τ_{max} gehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ am unbelasteten Stabende ebenfalls von der Verbundlänge beeinflusst werden. Sind diese unabhängig von der Verbundlänge, wird die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei abnehmender maximaler Verbundspannung nur gestaucht. Für die maximalen Verbundspannungen und die Verbundspannungen zu bestimmten absoluten Schlupfwerten ergäben sich dann mit steigender Verbundlänge gleich stark abfallende Kurven (Bild 2.19a). Nehmen die Schlupfwerte $s_{0,max}$ mit steigender Verbundlänge jedoch ebenfalls ab, würden sich die Verbundspannungen des ansteigenden Astes zusätzlich noch in Richtung kleinerer Schlupfwerte verschieben. Für τ_{max} und die Verbundspannungen zu bestimmten absoluten Schlupfwerten ergäben sich dann abfallende Kurven mit unterschiedlichen Exponenten (siehe Bild 2.19b).

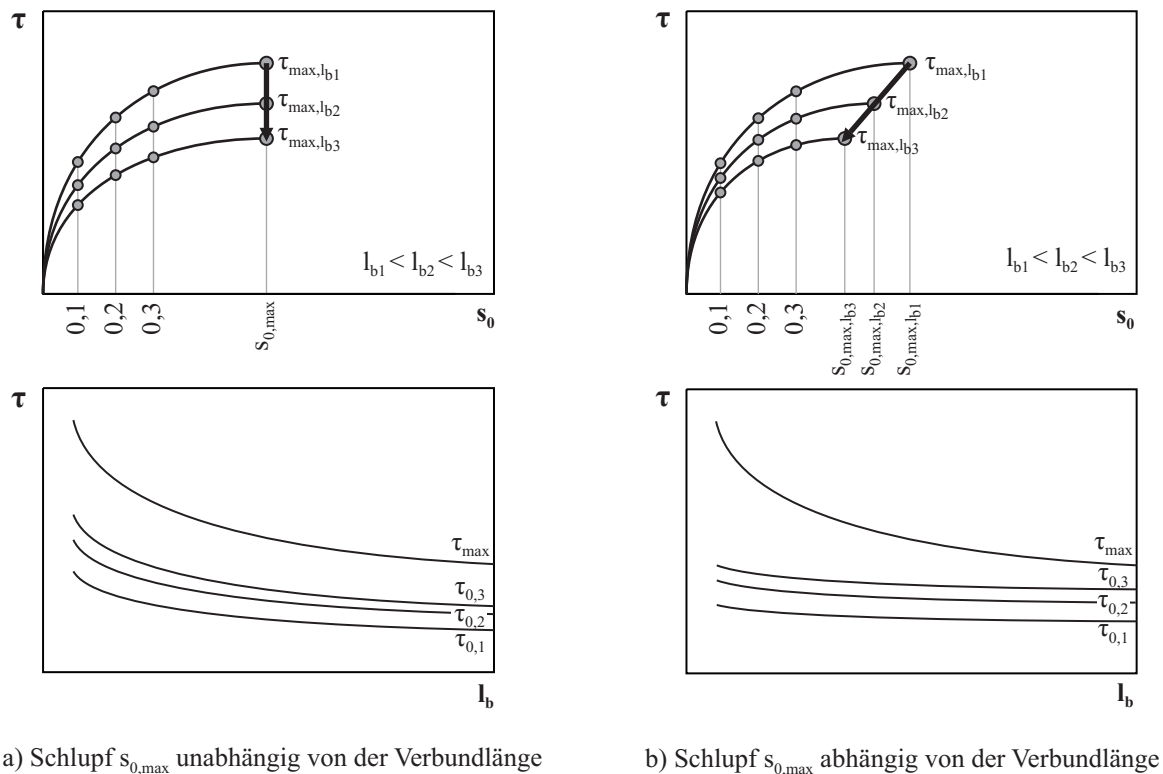


Bild 2.19: Schema zum Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen und den Schlupf

2.2.6 Einflüsse aus der Belastungsart

Belastung in Stablängsrichtung

In einem Spannbetonbauteil, wie z. B. einer vorgespannten Behälterwand, werden die Bewehrungsstäbe infolge der Vorspannung zunächst auf Druck beansprucht. Überschreitet die angreifende Zugbelastung die anliegende Vorspannung, erfolgt eine Zugbeanspruchung der Bewehrungsstäbe. Für das Verbundverhalten ist generell zu unterscheiden, ob es sich bei dem betrachteten Stahlstab um einen Druck- oder Zugstab handelt. Ein Druckstab kann auch über die Stirnfläche Kraft übertragen. Nachteilig ist jedoch, dass er sich infolge der Druckbeanspruchung quer ausdehnt, was eine Vergrößerung der Spannungs Komponente senkrecht zum Stab zur Folge hat und wiederum zu einer früheren Längsrisssbildung führen kann. Längsdruckspannungen im umgebenden Beton erhöhen aufgrund der Querdehnung des Betons ebenfalls die Spaltbruchgefahr.

MÜLLER & EISENBIEGLER [90] beobachteten im Eindrückversuch etwas höhere maximale Verbundspannungen als im Ausziehversuch. MARTIN & NOAKOWSKI [86] verzeichneten in einem druckbeanspruchten Ausziehversuch ebenfalls geringfügig höhere Verbundspannungen als an zugbeanspruchten Ausziehkörpern. ELIGEHAUSEN ET AL. [37] stellten fest, dass sich der Einfluss der Belastungsrichtung bei horizontal

einbetonierten Stäben auf die Größenordnung der üblichen Streubreite der Versuchsergebnisse bei Ausziehversuchen beschränkt.

Belastungsgeschwindigkeit

In zahlreichen experimentellen Untersuchungen wurde gezeigt, dass sowohl die Druckfestigkeit als auch die Zugfestigkeit des Betons mit steigender Belastungsgeschwindigkeit zunehmen, vgl. z. B. CURBACH [17]. Für Betonstahl wurde in Versuchen nachgewiesen, dass im elastischen Bereich das Materialverhalten unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit ist. Im plastischen Bereich nehmen die Zugfestigkeit und die Gleichmaßdehnung bei steigender Belastungsgeschwindigkeit zu, vgl. LIN [73]. Der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten tritt, wie experimentelle Untersuchungen zeigen, bei normalfestem Beton erst nach dem Überschreiten eines bestimmten Grenzwertes auf. RUSSWURM [128] gibt für die im Stahlbetonbau maßgebenden Verschiebungen bis ca. 1,0 mm einen Bereich von $v_b = \tau/t = 0,002 \dots 0,2 \text{ MPa/s}$ an, in welchem die Belastungsgeschwindigkeit keinen nennenswerten Einfluss ausübt. MARTIN & NOAKOWSKI [86] konnten selbst bei einer Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit $v_b = \tau/t$ von 0,5 MPa/s auf 50 MPa/s gleiches Verbundverhalten feststellen. ELIGEHAUSEN ET AL. [37] hingegen untersuchten den Einfluss der Ausziehgeschwindigkeit des Stabes. Sie beobachteten eine Zunahme der maximalen Verbundspannung von bis zu 15 % bei einem Anstieg der Schlupfgeschwindigkeit von $s/t = 0,034 \text{ mm/min}$ auf 170 mm/min.

2.2.7 Streuung der Versuchsergebnisse

Die benannten Vorteile der einfachen Ausziehkörper mit kurzer Verbundlänge gehen mit einer gewissen Streuung der Versuchsergebnisse einher. Bei Verbundversuchen mit sehr kurzen Verbundlängen nimmt der Einfluss von Störstellen im Beton erheblich zu, was sich in einer größeren Streuung der Versuchsergebnisse widerspiegelt. Diese lässt sich bei sonst gleichen Randbedingungen im Versuch im Einzelnen zurückführen auf (vgl. REHM [107]):

- Ungleichmäßigkeiten im Gefügebau durch Poren im Beton,
- die unterschiedliche Lage der Zuschlagstoffe unter den belasteten Flächen,
- die örtlichen Unterschiede in der Festigkeit des Bindemittels,
- den unterschiedlichen Gleitwiderstand der glatten Staboberfläche vor den Rippen,
- die von der Senkrechten abweichende Lage des einbetonierten Stabes und daraus folgend eine ungleichmäßige Belastung der Betonmatrix sowie
- Einflüsse aus dem Versuch, wie z. B. das Anstoßen des Stabes während des Einbaus und Messungenauigkeiten.

HAWKINS ET AL. [48] gaben an, dass ab einer Verbundlänge von vier einbetonierten Stabrippen von einer moderaten Streuung der Versuchsergebnisse auszugehen ist. ELIGEHAUSEN ET AL. [37] ermittelten für ihre Ausziehversuche mit einer Verbundlänge von $5d_s$ eine Streuung der maximalen Verbundspannung von $\pm 18 \%$ um den Mittelwert für einen Datensatz aus zwölf Einzelversuchen und unterschiedlichen Betonmischungen (Bild 2.20).

REHM [107] stellte innerhalb einer Versuchsserie mit zwei bis drei Probekörpern und sehr kleinen Verbundlängen (einfacher Rippenabstand bzw. Stabdurchmesser) Streuungen der Einzelwerte um bis zu 20 % um den Mittelwert fest. Die Abweichungen werden mit zunehmendem Schlupf bei einigen Stäben kleiner, bei anderen größer (Bild 2.21). MARTIN [84] konnte bei Versuchen mit einer Verbundlänge von $5d_s$ und Versuchsserien bestehend aus fünf Einzelversuchen eine Abnahme des Variationskoeffizienten von 20 %

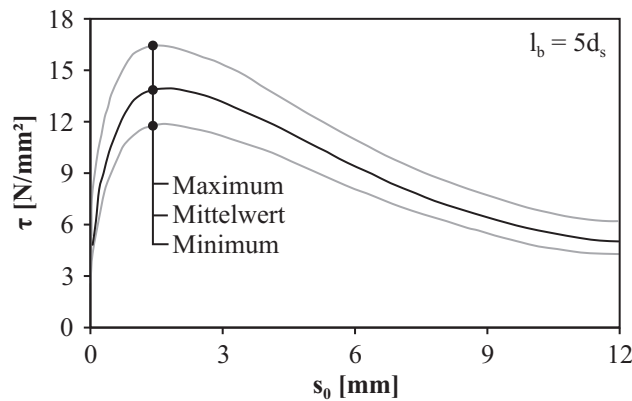


Bild 2.20: Streuung der Versuchsergebnisse bei ELIGEHAUSEN ET AL. [37]

auf 10 % bei steigenden Schlupfwerten zwischen 0,1 mm und 2 mm beobachten. Werden im Versuchsprogramm speziell gefertigte Rippenstähle verwendet, die hinsichtlich ihrer Rippengeometrie nur minimalste Abweichungen aufweisen, ist jedoch generell mit geringeren Streuungen zu rechnen.

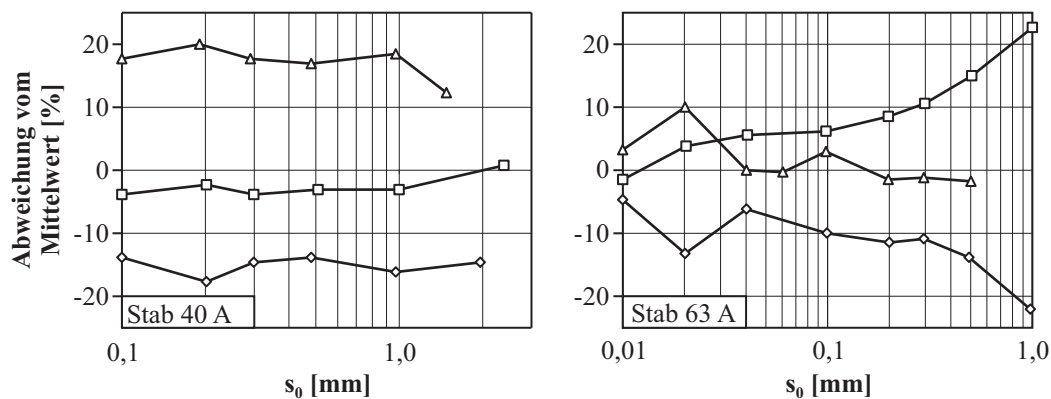


Bild 2.21: Abweichung der Einzelwerte vom Mittelwert einer Serie in Abhängigkeit des Schlupfs, REHM [107]

SORETZ [141] konnte ebenfalls keine gesicherte Abhängigkeit der Standardabweichung von der Intensität der Verbundbeanspruchung nachweisen. Weiterhin stellte sich heraus, dass die Versuchsart - Balkenversuch oder Ausziehversuch - sowie die Stärke der Rippenausbildung der Stäbe keinen signifikanten Einfluss auf die Standardabweichung der Einzelversuche um den Mittelwert hatte. Die Mittelwerte verschiedener Stäbe gleicher Rippung zeigten jedoch für Ausziehversuche eine wesentlich größere Streuung als für Balkenversuche, deren Ursache vermutlich die kürzere Verbundlänge von $5d_s$ im Vergleich zu den $10d_s$ im Balkenversuch ist. Bei Versuchsserien bestehend aus fünf Prüfkörpern wichen die Einzelwerte um bis zu $\pm 50\%$ vom Gesamtmittelwert ab.

Auch im MODEL CODE 1990 [16] wurde darauf hingewiesen, die Streuung der Versuchswerte bei der Anwendung des angegebenen Verbundgesetzes nicht außer Acht zu lassen. Für einen gegebenen Schlupfwert sollte ein Variationskoeffizient der Verbundspannung von bis zu 30 % angesetzt werden.

Um statistisch gesicherte Verbundgesetze zu entwickeln, ist demnach eine Vielzahl gleicher Probekörper je untersuchter Parameterkombination notwendig. Da für die Herstellung von Rippenstählen in DIN 488-2 [23] nur einzuhaltende Mindestwerte für die Oberflächenprofilierung angegeben werden, ist es nahezu unmöglich, ein allgemeingültiges Verbundgesetz für einen im Handel erhältlichen bestimmten Stabdurchmesser anzugeben. DIN EN 10080 [25] fordert daher die Durchführung von mindestens 25 Auszieh- bzw. Balkenversuchen je Serie mit Probenabschnitten, die möglichst dem selben Bewehrungsstab zu entnehmen sind.

2.3 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten

2.3.1 Allgemeines

Das Verbundverhalten eines Bewehrungsstabes wird durch zahlreiche Randbedingungen beeinflusst. Diese lassen sich entsprechend Tabelle 2.1 in drei Kategorien einteilen, vgl. LINDORF [75]. Zum einen wird der Verbund entscheidend durch die verwendeten Materialien der Bewehrung und des Betons geprägt. Zum anderen spielen die Randbedingungen im Verbundversuch bzw. im Bauteil eine bedeutende Rolle. Diese können noch einmal in die Rubriken bauliche Durchbildung und Belastung aufgegliedert werden.

Tabelle 2.1: Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten nach LINDORF [75]

Baustoffe	Bauliche Durchbildung	Belastung
Beton	Verbundlänge	Längsbelastung des Stabes
- Zusammensetzung	Betondeckung	- Druckbelastung
- Herstellung	Querbewehrung	- Zugbelastung
- Druckfestigkeit	Betonierrichtung	- statische Belastung
- Zugfestigkeit	Lage des Stabes	- dynamische Belastung
- Last-Verformungs-Verhalten		- Belastungsgeschwindigkeit
Stahl		- Dauerlast
- Streckgrenze und Zugfestigkeit		Belastung quer zum Stab
- Last-Verformungs-Verhalten		- Querdruck
- Stabdurchmesser		- Querzug
- Rippengeometrie		- Längsrisse
		Sonstige (z. B. Temperatur)

Die Einflussfaktoren, die im Verbundversuch eine große Rolle spielen, d. h. die Verbundlänge, die Belastungsgeschwindigkeit und die Belastungsart wurden bereits in Abschnitt 2.2 besprochen. Im Folgenden werden die Faktoren näher beleuchtet, die bei den eigenen Versuchen (Kapitel 3 und 4) sowie bei der Modellbildung (Kapitel 5) einen wesentlichen Einfluss haben. Alle Betrachtungen gelten hierbei für statische Kurzzeitbelastungen. Eine umfangreiche Darstellung der Auswirkung von dynamischen Beanspruchungen auf das Verbundverhalten ist z. B. bei LINDORF [75] zu finden.

2.3.2 Eigenschaften des Bewehrungsstahls

2.3.2.1 Bezogene Rippenfläche

Prinzipiell lässt sich zwischen glatten und gerippten Bewehrungsstäben unterscheiden. Während bei den sogenannten Glatt- oder Rundstählen die Verbundeigenschaften hauptsächlich durch die Oberflächenrauigkeit beeinflusst werden (vgl. REHM [107]), wird das Verbundverhalten von Rippenstählen durch die Art und Weise der Rippung bestimmt.

Die Oberflächenprofilierung eines gerippten Bewehrungsstahls wird über die sogenannte bezogene Rippenfläche f_R charakterisiert. Diese gibt vereinfacht das Verhältnis der Rippenaufstandsfläche F_R zur Mantelfläche F_S an. Die Berechnung ist mittels vereinfachter Formeln nach Gl. (2.7) bis Gl. (2.9) über den Rippenabstand c_s , die Rippenhöhe h_s in der Mitte und den Viertelspunkten sowie den Abstand der Schrägrippen e möglich und in DIN EN ISO 15630-1 [28] geregelt (vgl. auch Anhang A.2). Für die heutzutage in Deutschland verwendeten Rippenstähle sind nach DIN 488-2 [23] neben Mindestwerten der bezogenen

Rippenfläche f_R auch Richtwerte für den Rippenabstand c_s , die Rippenhöhe h_s und die Kopfbreite b_s der Rippen für Stäbe Ø6 bis Ø40 angegeben.

$$\text{Trapezformel: } f_R = (h_{s,1/4} + h_{s,m} + h_{s,3/4}) (\pi \cdot d_s - \Sigma e_i) \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi \cdot d_s \cdot c_s} \quad (2.7)$$

$$\text{Simpson'sche Formel: } f_R = (2h_{s,1/4} + h_{s,m} + 2h_{s,3/4}) (\pi \cdot d_s - \Sigma e_i) \cdot \frac{1}{6 \cdot \pi \cdot d_s \cdot c_s} \quad (2.8)$$

$$\text{Parabelformel: } f_R = 2h_{s,m} (\pi \cdot d_s - \Sigma e_i) \cdot \frac{1}{3 \cdot \pi \cdot d_s \cdot c_s} \quad (2.9)$$

Seit der Einführung der Rippenstähle wurde der Einfluss der Rippenausbildung meist an speziell angefertigten Stäben systematisch untersucht. REHM ET AL. [112] führten ein umfangreiches Versuchsprogramm mit ca. 250 Einzelversuchen durch, um verschiedene Einflussfaktoren zu prüfen. Die Verbundsteifigkeit, an dieser Stelle repräsentiert durch die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupf $s_0 = 0,1$ mm, nahm mit größer werdender bezogener Rippenfläche deutlich zu (Bild 2.22a). In den meisten der durchgeführten Ausziehversuche trat ein Spaltbruchversagen ein. In diesem Fall ergaben sich für alle f_R -Werte in Abhängigkeit der Betonfestigkeit in etwa gleich große Verbundspannungen τ_{sp} (Bild 2.22b). Die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,sp}$ nahmen mit steigendem f_R stark ab (Bild 2.22c). Um diese ansteigende Sprengwirkung einzudämmen, d. h. ein Spalten der Betondeckung bei sehr kleinen Verschiebungen zu verhindern, empfahlen REHM ET AL. [112] den Bereich der bezogenen Rippenfläche f_R auf 0,05 bis 0,10 einzugrenzen.

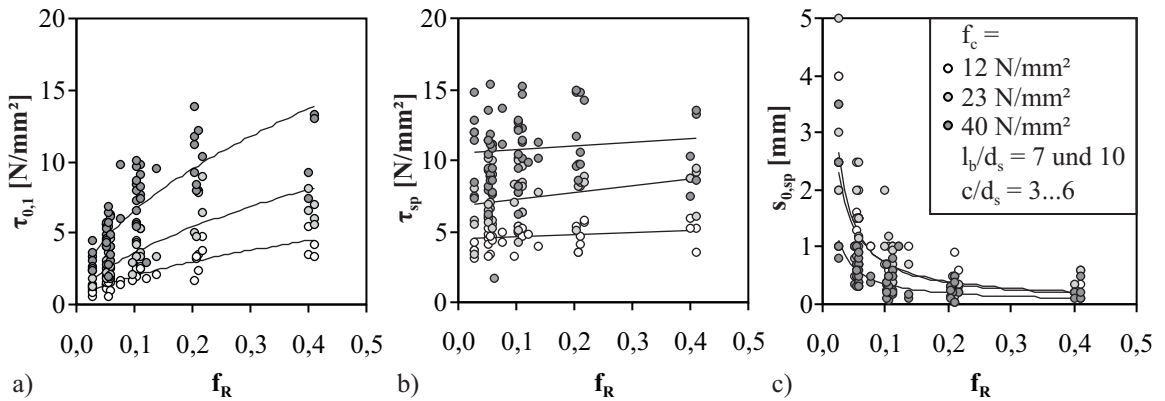


Bild 2.22: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannungen und den Schlupf, REHM ET AL. [112]

MARTIN & NOAKOWSKI [86] konnten für den Schlupfwert $s_0 = 0,1$ mm einen linearen Zusammenhang zwischen τ und f_R feststellen (Bild 2.23a). Die maximale Verbundspannung τ_{max} hingegen nahm mit steigendem f_R unterproportional zu (Bild 2.23b). Hierzu ist allerdings die zugehörige Verbundversagensart nicht bekannt.

LOSBERG & OLSSON [78] untersuchten den Einfluss verschiedener Rippenhöhen h_s und Rippenabstände c_s auf den Verbundwiderstand an drei verschiedenen Versuchskörpern. Weder der Rippenabstand, noch die Rippenhöhe oder die bezogene Rippenfläche f_R ¹ hatten eine signifikante Auswirkung auf die erreichte Belastung beim Auftreten von Spaltrissen (Balkenendtest und Ringtest). Im Fall eines Ausziehversagens war bei einem sehr kleinen Rippenabstand von 4 mm eine deutlich geringere maximale Verbundspannung zu verzeichnen. Wurde hingegen bei konstantem Rippenabstand die Rippenhöhe erhöht, stiegen die maximalen Verbundspannungen an. Interessanterweise ist dieser Anstieg bei der Betrachtung der bezogenen Rippenfläche f_R nicht mehr eindeutig identifizierbar (Bild 2.24), da mit dem größten f_R -Wert auch der geringste Rippenabstand von nur 4 mm einhergeht.

¹Der f_R -Wert ergibt sich aus den angegebenen Rippenhöhen und -abständen aus dem Verhältnis F_R/F_S .

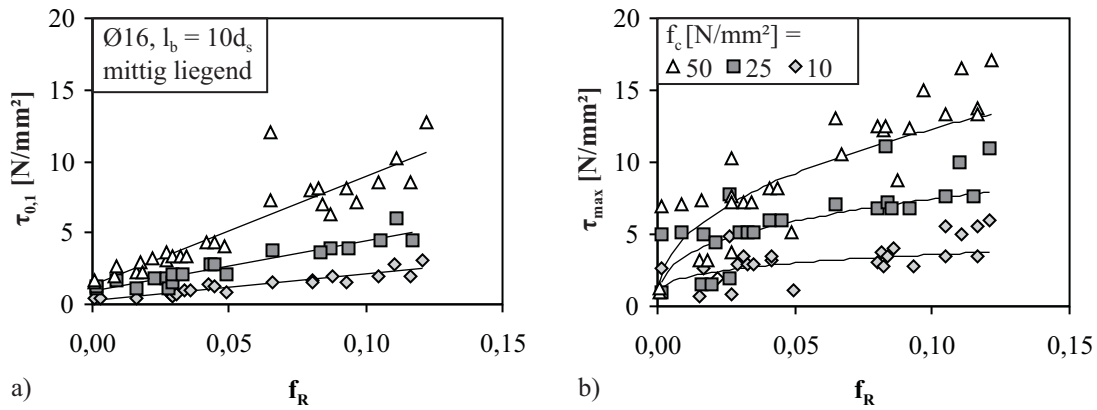


Bild 2.23: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannungen, MARTIN & NOAKOWSKI [86]

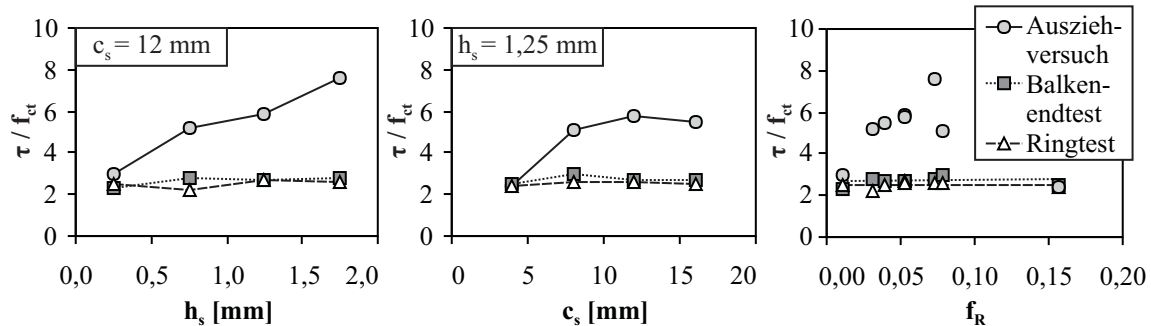


Bild 2.24: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximale Verbundspannung bei Spaltbruch und Stabauszug, LOSBERG & OLSSON [78]

Diese Beobachtungen konnten von DARWIN & GRAHAM [18] für eine lange Verbundlänge von $12d_s$ teilweise bestätigt werden. Im Fall eines Spaltbruchversagens ohne Querbewehrung trat weder bei der Vergrößerung der Rippenhöhe, des Rippenabstandes oder der bezogenen Rippenfläche eine Erhöhung des Verbundwiderstandes auf (Bild 2.25). War eine Querbewehrung vorhanden, stieg der maximale Verbundwiderstand trotz der vorhandenen Spalttrisse mit zunehmender bezogener Rippenfläche an, was auf den geringeren Rippenabstand zurückgeführt wird. Weiterhin war für größere f_R -Werte ein deutlich steiferes Verbundverhalten zu verzeichnen, d. h. bei gleicher Belastung traten geringere Schlupfwerte auf.

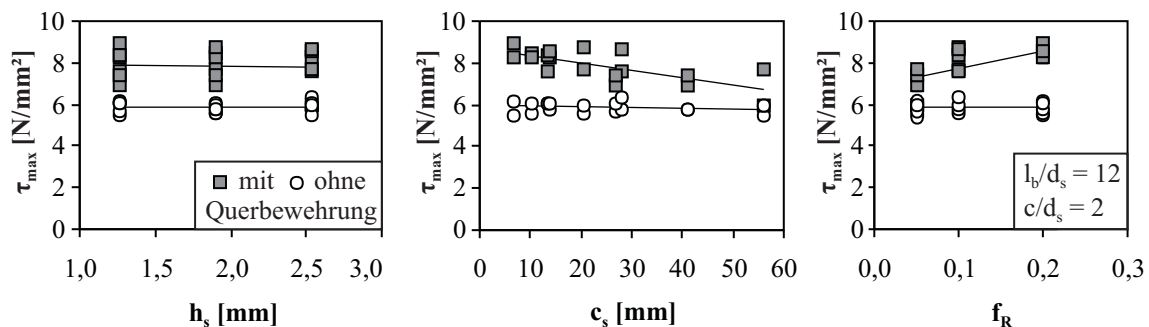


Bild 2.25: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximale Verbundspannung, DARWIN & GRAHAM [18]

KIMURA & JIRSA [61] führten ebenfalls umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss der Rippengeometrie durch. Nur bei der höchsten Betonfestigkeitsklasse ($f_c = 115 \text{ N/mm}^2$) konnte der Versuch bis zum Stabauszug und damit bis zum Erreichen von τ_{max} durchgeführt werden. Bei den anderen Betonen ($f_c = 40 \text{ N/mm}^2$ und 80 N/mm^2) trat bereits vorher ein Spaltbruchversagen auf. Zur Beurteilung der Verbundsteifigkeit wurde die Verbundspannung $\tau_{0,01}$ bei einem Schlupf $s_0 = 0,013$ mm herangezogen. Diese nahm mit steigender

Rippenhöhe und sinkendem Rippenabstand zu. Damit ergibt sich ein Anstieg mit zunehmendem f_R -Wert². Für die Verbundspannung τ_{sp} beim Auftreten der ersten Spaltrisse sowie für die maximale Verbundspannung τ_{max} bei Stabauszug konnte kein signifikanter Einfluss der Rippengeometrie festgestellt werden. Der zugehörige Schlupfwert $s_{0,max}$ nahm jedoch mit steigendem f_R -Wert stark ab (Bild 2.26).

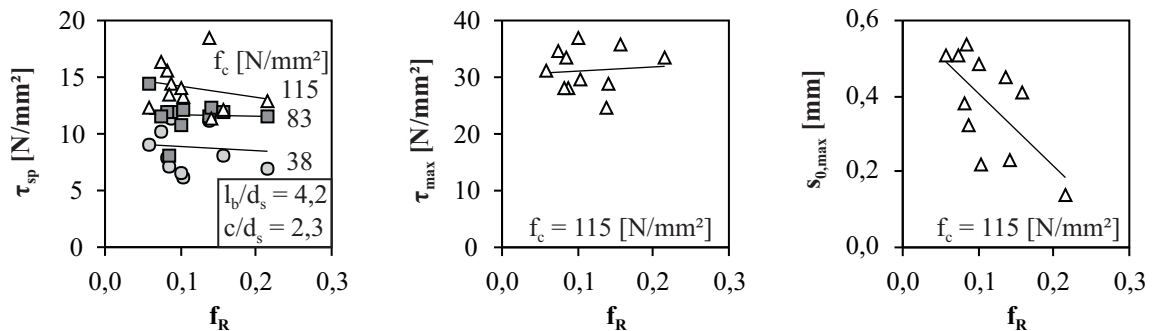


Bild 2.26: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die Verbundspannungen und den Schlupf, KIMURA & JIRSA [60]

Für eine ganzheitliche Betrachtung sind in Bild 2.27 die maximalen Verbundspannungen und zugehörigen Schlupfwerte bei *Stabauszug* dargestellt, die von ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], KIMURA & JIRSA [60], LETTOW [72], SOROUSHIAN & CHOI [142] und TEPFERS & OLSSON [148] ermittelt wurden. In allen Fällen kamen prismenförmige Ausziehkörper mit einer kurzen Verbundlänge zwischen $2,5d_s$ und $5d_s$ - teilweise mit Querbewehrung [37, 142] - zum Einsatz. Die Betonfestigkeiten variierten von 20 N/mm^2 bis 100 N/mm^2 . Für die Auswertung werden stets die Versuche gleicher Verbundlänge und Betonfestigkeit zusammengefasst. Die Versuchsergebnisse für τ_{max} und $s_{0,max}$ stehen entweder in tabellarischer Form zur Verfügung oder werden aus den angegebenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgelesen. Für Rippenstähle mit einem f_R -Wert größer als 0,05 ist kein signifikanter Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximalen Verbundspannungen ersichtlich. Für den zugehörigen Schlupf $s_{0,max}$ kann prinzipiell ein abfallender Trend verzeichnet werden. Aufgrund der großen Streuung der Versuchswerte und des kleinen Wertebereichs von f_R ist dies jedoch bei LETTOW und SOROUSHIAN & CHOI nicht möglich (Bild 2.27).

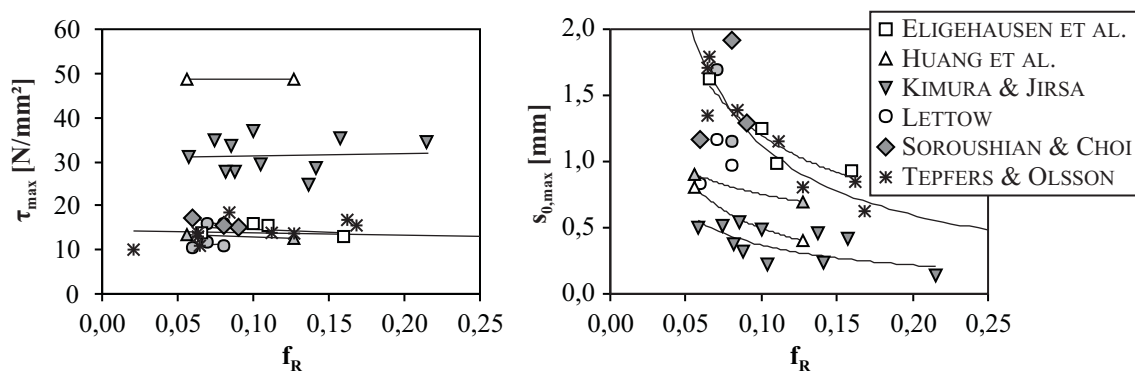


Bild 2.27: Einfluss der bezogene Rippenfläche f_R auf den maximalen Verbundwiderstand bei Stabauszug (Daten entnommen aus ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], KIMURA & JIRSA [60], LETTOW [72], SOROUSHIAN & CHOI [142] und TEPFERS & OLSSON [148])

Die Ergebnisse der Ringtests von TEPFERS & OLSSON [148] zeigen den Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundspannungen, Schlupfwerte und den Winkel α . Es ist zu beachten, dass bei der Betrachtung des maximalen Verbundwiderstandes bereits Spaltrisse entlang des Stabes vorhanden waren. Bei steigendem f_R konnte eine Zunahme von τ_{max} verzeichnet werden, sofern dieses mit einer Vergrößerung der Rippenhöhe

²Der f_R -Wert ergibt sich aus den angegebenen Rippenhöhen und -abständen aus dem Verhältnis F_R/F_S .

einher ging. Wurde hingegen der Rippenabstand verringert, sanken die maximalen Verbundspannungen rapide. Die zugehörigen Schlupfwerte zeigten ebenfalls einen stark abfallenden Verlauf mit steigendem f_R , welcher mittels Gl. (2.10) beschrieben wurde. Da der Winkel α mit wachsendem Schlupf zunahm, ergab sich mit steigendem f_R gemäß Gl. (2.11) auch ein geringerer Winkel α (Bild 2.28).

$$s_{0,max} = 0,13 \cdot f_R^{-0,98} \quad (2.10)$$

$$\alpha = 25,5^\circ + \frac{1,88}{f_R} \quad (2.11)$$

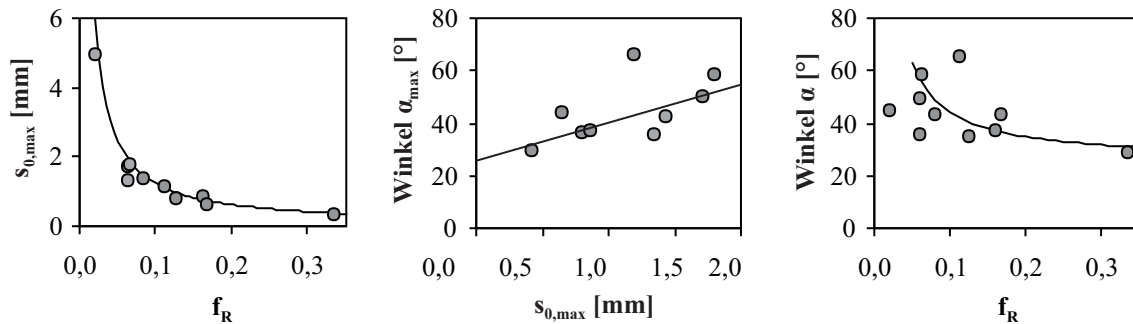


Bild 2.28: Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf den Schlupf $s_{0,max}$ und den Winkel α , TEPFERS & OLSSON [148]

MAINZ [80] entwickelte, ausgehend von den Versuchsergebnissen von REHM [107], eine Abhängigkeit zwischen τ_{max} und f_R nach Gl. (2.12). Hier wird mit zunehmendem f_R von einer Zunahme der maximalen Verbundspannung ausgegangen.

$$\frac{\tau_{max}}{f_c} = 0,13 \cdot (\ln(f_R) + 5) + 0,48 = 0,13 \cdot \ln(f_R) + 1,13 \quad (2.12)$$

2.3.2.2 Stabdurchmesser

Neben den Profilierungseigenschaften werden die aufnehmbaren und übertragbaren Kräfte des Stabes auch von seinem Durchmesser bestimmt. Mit zunehmendem Stabdurchmesser wird das Verhältnis von Stabumfang zu Querschnittsfläche ungünstiger, d. h. bei größeren Stabdurchmessern kann bei gleicher Verbundspannung weniger Stahlspannung aufgenommen werden. Dieser Zusammenhang gilt jedoch nur für betragsmäßig gleiche Verbundlängen l_b . Sobald die Verbundlänge als Vielfaches des Stabdurchmessers gewählt wird, ist rechnerisch kein Einfluss des Stabdurchmessers mehr vorhanden.

ELIGEHAUSEN ET AL. [37] und SOROUSHAN & CHOI [142] verzeichneten für eine Verbundlänge von $5d_s$ bei steigendem Stabdurchmesser einen leichten Abfall der maximal übertragbaren Verbundspannung. Es ist jedoch anzumerken, dass die zugrunde liegenden Stabdurchmesser keine identische bezogene Rippenfläche besaßen, so dass ein Vergleich nicht direkt möglich ist. MARTIN & NOAKOWSKI [86] hingegen beobachteten in ihren Versuchen mit Verbundlängen von $10d_s$ eine leichte Zunahme der Verbundspannung mit steigendem Stabdurchmesser. Im Vergleich zum Einfluss der Rippengeometrie wurde der Einfluss des Stabdurchmessers in der Vergangenheit im Allgemeinen als gering bis vernachlässigbar eingestuft.

2.3.2.3 Streckgrenze und Zugfestigkeit

Nach dem Überschreiten der Fließgrenze konnten u. a. BIGAJ [12], HUANG ET AL. [53] und SHIMA ET AL. [135] in Versuchen mit langen Verbundlängen eine Abnahme der Verbundspannung beobachten. Dabei wurde die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei einsetzendem Fließen der Bewehrung maßgeblich von

den Stahleigenschaften beeinflusst. Beim Erreichen der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls, kam es zum Stabbruch und eine weitere Steigerung der Ausziehkraft war nicht möglich.

2.3.3 Betonfestigkeit

Bedingt durch die Verbundwirkung werden die Betonkonsolen zwischen den Stabrippen mit steigender Ausziehbelastung verformt. Maßgeblichen Einfluss auf die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton besitzt daher die Betonfestigkeit. Da beim Verbundversagen entweder ein Abscheren der Betonkonsolen oder ein Spalten der Betondeckung eintritt, hängt der erreichbare maximale Verbundwiderstand und die dazugehörige Verschiebung ebenfalls von der Betondruck- und Betonzugfestigkeit ab.

Prinzipiell kann die Abhängigkeit zwischen Verbundspannung und Betonfestigkeit mit Gl. (2.13) angegeben werden. Der Exponent k berücksichtigt die jeweiligen Randbedingungen im Versuch, u. a. die Versagensart des Verbundes. Eine Zusammenstellung der experimentell ermittelten Faktoren gibt z. B. MAINZ [80] an.

$$\tau \sim f_c^k \quad (2.13)$$

REHM ET AL. [112] konnten eine nahezu lineare Abhängigkeit zwischen der Verbundspannung bei kleinen Schlupfwerten $s_0 = 0,01$ mm bis 0,2 mm und der Betondruckfestigkeit feststellen (Bild 2.29a). Trat das Verbundversagen infolge Spaltbruch ein, ergab sich ein Zusammenhang $\tau_{sp} \sim f_c^{2/3}$ und damit eine direkte Verknüpfung zur Zugfestigkeit des Betons. In Bild 2.29b wird zusätzlich noch einmal der im Vergleich äußerst geringe Einfluss des f_R -Werts ersichtlich, da die Kurven fast deckungsgleich verlaufen. Die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,sp}$ nahmen mit steigender Betondruckfestigkeit ab (Bild 2.29c).

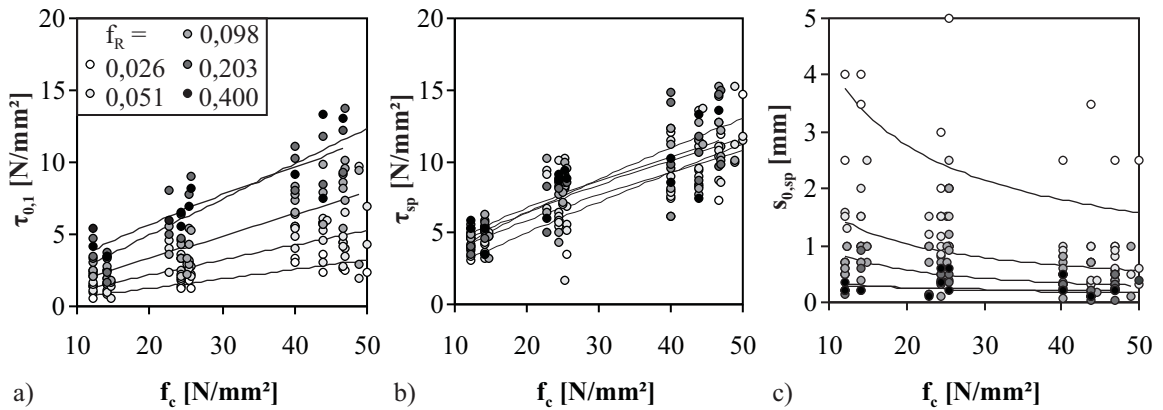


Bild 2.29: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundspannungen und den Schlupf, REHM ET AL. [112]

MARTIN [84] bzw. MARTIN & NOAKOWSKI [86] konnten diese Ergebnisse an Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $5d_s$ bis $10d_s$ bestätigen. Für sehr kleine Schlupfwerte $s_0 \leq 0,01$ mm und Schlupfwerte im Bereich der maximalen Verbundspannungen wurde die Abhängigkeit zu $\tau \sim f_c^{2/3}$ angegeben, während sich für $s_0 \leq 0,5$ mm ein Exponent von $k = 1,0 \dots 1,2$ ergab.

Dies bestätigten ZHIMING & ZHIMAN [159] für Schlupfwerte bis 0,4 mm am belasteten Stabende. Bei einem Spaltbruchversagen konnten ZHIMING & ZHIMAN [159] eine nahezu lineare Abhängigkeit zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{sp} und der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ feststellen (Bild 2.30). Die geprüften Betone wiesen Druckfestigkeiten bis 100 N/mm^2 auf, so dass hier ebenso von einer Gültigkeit für hochfeste Betone ausgegangen werden kann.

ROBINS & STANDISH [122] konnten für verschiedene Querdrücke und beide Verbundversagensarten stets eine Abhängigkeit der maximal erreichten Verbundspannung zur Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit herstellen ($k = 1/2$).

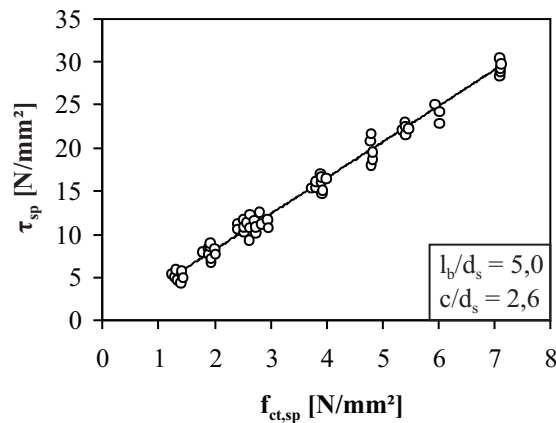


Bild 2.30: Einfluss der Betonzugfestigkeit bei Spaltbruchversagen, ZHIMING & ZHIMAN [159]

Für eine zusammenfassende Betrachtung des Verbundversagens bei *Stabauszug* werden die bereits erwähnten Versuche von ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], LETTOW [72] und SOROUSHIAN ET AL. [143] herangezogen. Ergänzend können weiterhin die Versuchsergebnisse an ultrahochfestem Beton von WEISSE [157] und an hochfestem Beton von ZHIMING & ZHIMAN [159] verwendet werden. Der Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die maximale Verbundspannung wird entsprechend der Erkenntnisse in Abschnitt 2.3.2 vernachlässigt. Die Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Betondruckfestigkeit ist in Bild 2.31a deutlich zu erkennen. In allen Fällen nimmt die Verbundspannung τ_{max} mit steigender Betondruckfestigkeit zu. Jedoch kann bezüglich des Exponenten k in Gl. (2.13) keine eindeutige Aussage abgeleitet werden. Bezieht sich die Betrachtung nur auf normalfeste Betone, ergibt sich stets ein Exponent $k < 0,6$. Für Betondruckfestigkeiten, die bis in den Bereich der hochfesten bzw. ultrahochfesten Betone reichen, nimmt k Werte von 0,8 bis 1,25 an. Wird anstelle der Druckfestigkeit die Spaltzugfestigkeit als Bezugsgröße gewählt, kann ein annähernd linearer Zusammenhang zur maximalen Verbundspannung abgelesen werden (Bild 2.31b). Da jedoch nicht in allen Fällen die Spaltzugfestigkeit angegeben wurde, basiert diese Aussage auf einer kleineren Datenbasis.

Bezüglich des Schlupfwertes $s_{0,max}$ ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit weniger deutlich ausgeprägt. Es lässt sich zwar bis auf eine Ausnahme in allen Fällen ein abfallender Verlauf mit zunehmender Druckfestigkeit feststellen, welcher jedoch im Vergleich zu den Verbundspannungen geringer ausfällt (Bild 2.31c). Wird die Spaltzugfestigkeit als Bezugsgröße gewählt, ist zum Teil ein etwas stärkerer Abfall zu verzeichnen (Bild 2.31d).

In MODEL CODE 1990 [16] und DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] hängt die Bemessungsverbundspannung f_{bd} direkt von der Betonzugfestigkeit ab. Diese wiederum ist über den Exponent $k = 2/3$ mit der Druckfestigkeit verknüpft. Weiterhin wurde im MODEL CODE 1990 für die verschiebungsabhängigen Verbundspannungen (Verbundgesetz) der Zusammenhang $\tau(s) \sim \sqrt{f_{ck}}$ angegeben, der aus den Versuchsergebnissen von ELIGEHAUSEN ET AL. [37] abgeleitet wurde (siehe auch Abschnitt 2.7.2) und damit nicht konform zu den Bemessungsverbundspannungen ist.

2.3.4 Bauliche Durchbildung

2.3.4.1 Betondeckung

Ist mit einem Spaltbruchversagen zu rechnen, wird der Verbundwiderstand τ_{sp} maßgeblich von der Größe der Betondeckung beeinflusst. Je größer die Betondeckung ausgebildet wird, desto größere Verbundspannungen können erreicht werden, bevor die Spaltrisse auftreten. Dies bestätigen zahlreiche Versuchsergebnisse, u. a. die von TEPFERS [146] und ZHIMING & ZHIMAN [159] in Bild 2.32 abgebildeten Daten.

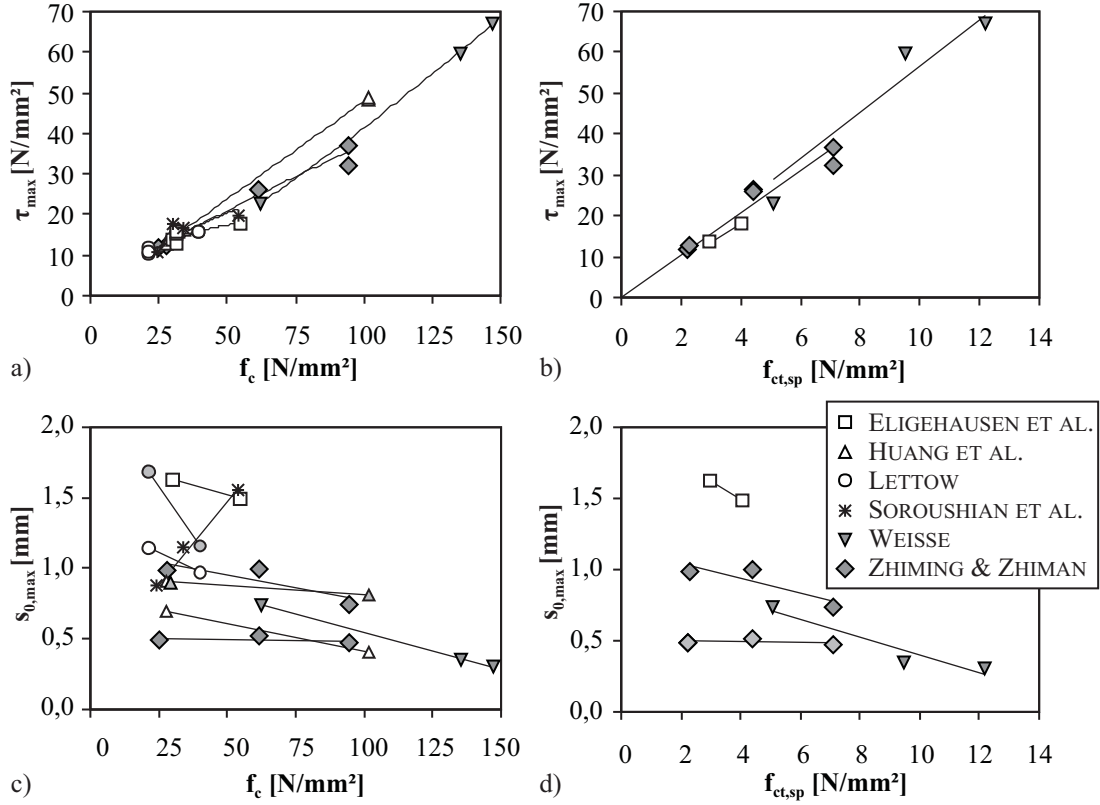


Bild 2.31: Einfluss der Betonfestigkeit auf den maximalen Verbundwiderstand bei Stabauszug (Daten entnommen aus ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], LETTOW [72], SOROUSHIAN ET AL. [143], WEISSE [157] und ZHIMING & ZHIMAN [159])

ELIGEHAUSEN [34] leitete aus Versuchen an Übergreifungsstößen folgende Beziehung für die Verbundspannung bei Spalttrissbildung ab.

$$\tau_{sp} = \frac{f_{ct}}{1,3 \cdot \tan(\alpha)} \cdot \sqrt{\frac{c}{d_s}} \quad (2.14)$$

Für Ausziehversuche wurde diese später von ELIGEHAUSEN ET AL. [37] in etwas modifizierter Form gemäß Gl. (2.15) angegeben.

$$\tau_{sp} = 1,5 \cdot f_{ct} \cdot \sqrt{\frac{c}{d_s}} \quad (2.15)$$

Aus Gl. (2.15) lässt sich ableiten, dass in Gl. (2.14) der Winkel zu $\alpha = 27^\circ$ gewählt wurde, um den Spaltbruchwiderstand zu bestimmen.

ZHIMING & ZHIMAN [159] gehen ebenfalls von einer Abhängigkeit der Verbundspannung beim Spaltbruchversagen zur Quadratwurzel der bezogenen Betondeckung aus.

$$\tau_{sp} = 2,43 \cdot f_{ct,sp} \cdot \sqrt{\frac{c}{d_s}} \quad (2.16)$$

Im Verbundversuch ist jedoch zu beachten, dass die Randbedingungen eine erhebliche Rolle spielen und teilweise nicht mit der Realität übereinstimmen. So beeinflusst u. a. eine angeordnete verbundfreie Vorlänge l_0 den Spaltbruchwiderstand. MARTIN & NOAKOWSKI [86] konnten bei einer Vorlänge von $l_0 = 5d_s$ eine Erhöhung der maximalen Verbundspannung um den Faktor 2,5 im Vergleich zu einer Vorlänge $l_0 = 1d_s$ feststellen (Bild 2.33).

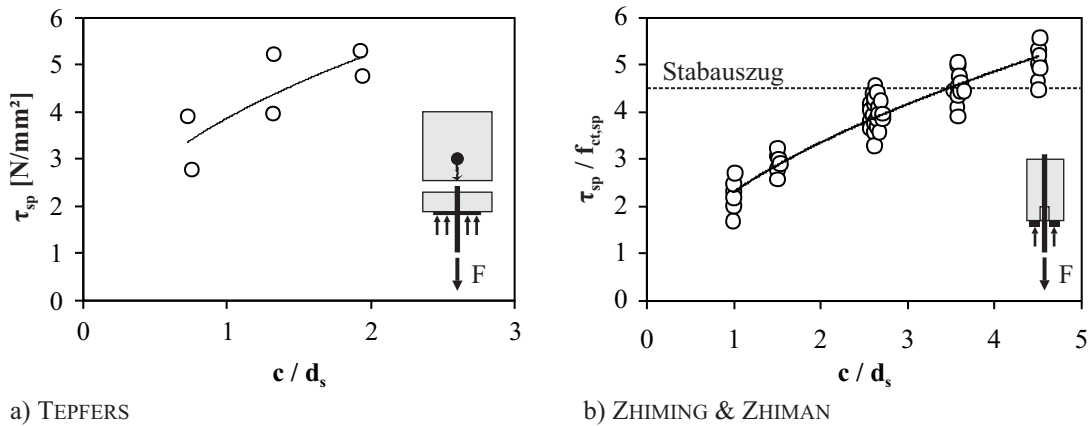


Bild 2.32: Einfluss der Betondeckung auf den Verbundwiderstand bei Spaltbruchversagen (Daten entnommen aus TEPFERS [146] und ZHIMING & ZHIMAN [159])

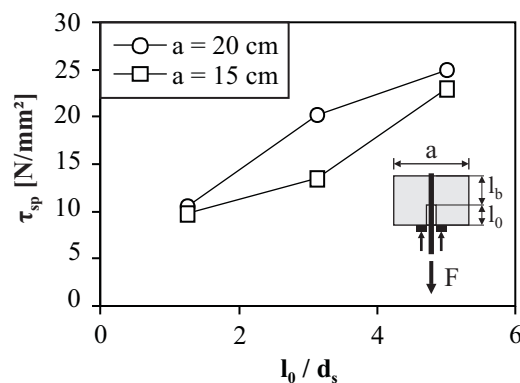


Bild 2.33: Einfluss der verbundfreien Vorlänge im Ausziehversuch, MARTIN & NOAKOWSKI [86]

Eine große Betondeckung kann das komplette Aufspalten des den Stab umgebenden Betons verhindern. VANDEWALLE [153] gibt an, dass ab einer bezogenen Betondeckung von $c/d_s = 2,5$ bis $3,5$ mit einem Ausziehversagen zu rechnen ist, was an Auszieh- und Balkenversuchen verifiziert wurde. NAGATOMO & KAKU [93] ermittelten diese Grenze etwas höher für bezogene Betondeckungen von $c/d_s \geq 4 \dots 5$. AB-RISHAMI & MITCHELL [3] konnten bei Ausziehversuchen an zylinderförmigen Probekörpern mit einer bezogenen Betondeckung von $c/d_s = 3$ noch ein Ausziehversagen verzeichnen, während bei $c/d_s = 2,1$ schon der Spaltbruch eintrat. Das jeweilige Verbundversagen stellte sich dabei unabhängig von der Probekörperhöhe ein, die gleichzeitig auch der Verbundlänge von $4 \dots 12d_s$ entsprach. WALKER ET AL. [154] verzeichneten bei einer Verbundlänge von $15d_s$ den Versagenswechsel bei $c/d_s = 3$. Ein Querdruck von $0,4 \cdot f_{cm}$ reduzierte die kritische bezogene Betondeckung auf $c/d_s = 2$. Für die Versuche mit Spaltbruchversagen konnte ebenfalls ein Anstieg der maximalen Verbundspannung mit steigender Betondeckung beobachtet werden, während bei einem Ausziehversagen kein Einfluss der Betondeckung vorlag und τ_{max} einen konstanten Wert annahm. In MODEL CODE 2010 [39] wird ab einer bezogenen Betondeckung $c/d_s \geq 5$ von einer ausreichenden Umschnürung und damit von einem Ausziehversagen ausgegangen.

GAMBAROVA ET AL. [42] unterschieden bei einem Ausziehversagen noch einmal in ein spaltbruch-induziertes Ausziehversagen, bei dem vor den Rippen bereits eine Zerstörung des Betongefüges zu verzeichnen ist, ehe der Spalttriss auftritt und in das Verbundversagen infolge des Abscherens der Betonkonsolen (Bild 2.34). ECKFELDT [31] konnte in zahlreichen Ausziehversuchen an hochfestem Beton mit einer Verbundlänge von $2d_s$ folgende Grenzen der bezogenen Betondeckung für die drei Verbundversagensformen nach GAMBAROVA ET AL. [42] feststellen:

- Ausziehversagen durch Abscheren der Betonkonsolen: $c/d_s > 2,9 \dots 4,8$



Bild 2.34: Versagensarten des Verbundes, GAMBAROVA ET AL. [42]

- Spaltbruch-induziertes Ausziehversagen $c/d_s \approx 2,9 \dots 4,8$
- Spaltbruchversagen $c/d_s < 2,9 \dots 4,8$.

ABRISHAMI & MITCHELL [2] führten Versuche an Dehnkörpern mit jeweils einem einbetonierten Stab und unterschiedlichen Querschnittsabmessungen durch, um den Einfluss von Spaltrissen auf die Mitwirkung des Betons unter Zugbelastung zu untersuchen. Die Versuchskörper waren 1500 mm lang und wiesen damit je nach geprüftem Stabdurchmesser Einbettungslängen von $50d_s$ bis $133d_s$ und Randbedingungen, die mit denen in einem realen Bauteil vergleichbar sind, auf. Für bezogene Betondeckungen $c/d_s \geq 4$ traten infolge der Zugbelastung nur Querrisse auf. Erste Spaltrisse im Lasteinleitungsbereich bildeten sich bei bezogenen Betondeckungen $c/d_s \leq 3$. Waren die bezogenen Betondeckungen $c/d_s \leq 2,5$ verliefen die Spaltrisse über die komplette Länge der Versuchskörper, was dazu führte, dass die zugversteifende Mitwirkung des Betons nicht mehr vorhanden war. ELIGEHAUSEN ET AL. [36] beobachteten an Zugkörpern mit 2200 mm Länge für Betondeckungen $c/d_s \leq 2,5$ ebenfalls eine ausgeprägte Spaltrissbildung, während bei einer Betondeckung $c/d_s = 3,1$ keine Spaltrisse sichtbar waren. Der Zeitpunkt der Spaltrissbildung wurde dabei hauptsächlich vom vorhandenen Bewehrungsgrad und der Betonfestigkeit bestimmt.

Zum Schutz der Bewehrung vor Korrosion und zur Sicherstellung der Verbundtragfähigkeit werden normativ Mindestbetondeckungen vorgegeben. Diese betragen für Betonstahl gemäß DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] je nach Expositionsklasse 10 mm bis 55 mm, jedoch mindestens den einfachen Stabdurchmesser. Bei zugelassenen Stäben von Ø6 bis Ø40 ergeben sich somit bezogene Betondeckungen von $c/d_s = 1 \dots 9$ zuzüglich einem Sicherheitsmaß Δc von 10 mm bis 20 mm.

2.3.4.2 Querbewehrung

In den meisten Bauteilen ist neben der Hauptzugbewehrung auch eine Querbewehrung in Form von Bügeln bzw. geraden Querstäben vorhanden. Diese kann das Tragverhalten der Betondeckung maßgeblich beeinflussen. Eine erhebliche Rolle spielt dabei jedoch neben der Menge der eingelegten Querbewehrung auch deren Lage. Während bei Balken eine bügelartige Querbewehrung den Stab von zwei Seiten umschließt, besteht bei flächigen Bauteilen, wie z. B. Deckenplatten oder Wänden, mit geraden Querbewehrungsstäben nur eine tangential, d. h. punktuelle Verbindung (Bild 2.35). Die Querbewehrung hat jedoch nur einen positiven Einfluss, wenn sie sich im wahrscheinlichsten Versagensbereich, d. h. an der Stelle der geringsten Betondeckung, befindet. Liegt die Querbewehrung auf der zum Bauteilinneren gerichteten Seite, ist keine Steigerung des Verbundwiderstands zu erwarten. Bei platten- oder scheibenartigen Bauteilen mit mehraxialem Lastabtrag liegt daher immer der Fall vor, dass für die äußere Bewehrungslage keine wirksame Querbewehrung vorhanden ist.

Eine wirksame Querbewehrung verhindert das unkontrollierte Öffnen der die Betondeckung durchdringenden Spaltrisse, so dass die Verbundbeanspruchung weiter gesteigert werden kann. Falls die Querbewehrungsmenge ausreichend groß ist, tritt ebenfalls ein Ausziehversagen ein.

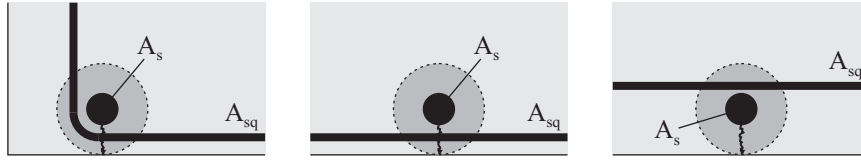


Bild 2.35: Einfluss einer Querbewehrung, SCHENKEL [130]

Bei den Ausziehversuchen von ELIGEHAUSEN ET AL. [37] betrug die kleinste bezogene Betondeckung $c/d_s = 3$. Innerhalb dieser waren am Beginn und am Ende der Verbundzone jeweils zwei Querbewehrungsstäbe angeordnet. Der Querbewehrungsdurchmesser wurde von $\varnothing 6$ bis $\varnothing 25$ variiert. Waren keine Querstäbe vorhanden, trat ein Spaltbruchversagen bei geringen Verbundspannungen ein. Mit der vorhandenen Querbewehrung wurde in allen Fällen ein Ausziehversagen erreicht (Bild 2.36). Der Einfluss des Querbewehrungsdurchmessers auf den maximalen Verbundwiderstand fiel dabei äußerst gering aus. Für Stabdurchmesser größer 12 mm konnte keine Steigerung des Verbundwiderstandes mehr erreicht werden, so dass davon auszugehen ist, dass ein oberer Grenzwert der maximalen Verbundtragfähigkeit existiert.

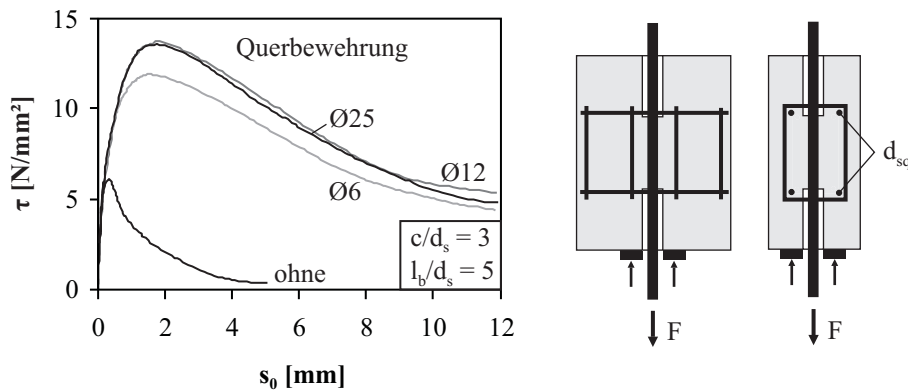


Bild 2.36: Steigerung des Verbundwiderstandes durch eine Querbewehrung, ELIGEHAUSEN ET AL. [37]

Um die Menge der Querbewehrung A_{sq} abzuschätzen, damit statt eines Spaltbruchversagens ein Ausziehversagen eintritt, gaben ELIGEHAUSEN ET AL. [37] folgende Gleichung an.

$$\Sigma A_{sq} = 0,3 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_{sq}} \quad (2.17)$$

Hierbei ist n die Anzahl der Stäbe einer Lage, A_s die Querschnittsfläche eines Stabes, σ_s die Stahlspannung im Stab und σ_{sq} die zulässige Stahlspannung in den Querbewehrungsstäben. Diese sollte höchstens zu 300 N/mm^2 gewählt werden. Weiterhin sollte die aus der Verbundbeanspruchung der Längsstäbe und die aus sonstigen Belastungen herrührende überlagerte Stahlspannung in den Querbewehrungsstäben die Fließgrenze nicht überschreiten. Gl. (2.17) basiert auf der Annahme, dass die längs und radiale gerichtete Verbundwiderstandskomponente gleich groß sind, was einem Winkel $\alpha = 45^\circ$ entspricht.

Bei den Ausziehversuchen von ELIGEHAUSEN ET AL. [35] mit einem mittig in der Verbundzone angeordneten Querbügel erhöhte sich die Verbundspannung unabhängig von der Betondeckung um einen nahezu konstanten Betrag (Bild 2.37). Nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung wiesen die Probekörper mit Querbewehrung noch einen deutlich höheren Verbundwiderstand auf, was sich in einem flacheren Verlauf des abfallenden Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung widerspiegelte. ZHIMING & ZHIMAN [159] stellten bei etwas größeren bezogenen Betondeckungen hingegen fest, dass mit zunehmender Betondeckung eine Querbewehrung den Verbundwiderstand nicht mehr in gleichem Maße steigern kann.

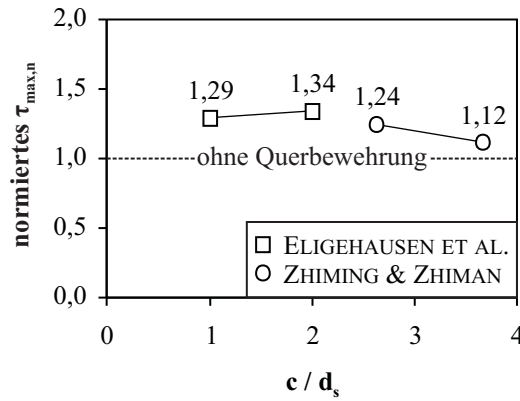


Bild 2.37: Einfluss einer Querbewehrung auf die maximale Verbundspannung bei variierender Betondeckung, ELIGEHAUSEN ET AL. [35] und ZHIMING & ZHIMAN [159]

Im MODEL CODE 2010 [39] wird zur Berechnung des Verbundwiderstandes infolge eines Spaltbruchs folgende empirische Gleichung angegeben, die neben der Dicke der Betondeckung auch die Querbewehrungsmenge berücksichtigt.

$$\tau_{sp} = 6,54 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{20}{d_s} \right)^{0,2} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{d_s} \right)^{0,33} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{0,1} + 8 \cdot K_{tr} \right] \quad (2.18)$$

mit $K_{tr} = \frac{n_q \cdot A_{sq}}{(n \cdot d_s \cdot s_q)}$

Der Querbewehrungsfaktor K_{tr} berechnet sich aus der Anzahl der Schenkel der Querbewehrung n_q , der Fläche eines Querbewehrungsschenkels A_{sq} , dem Längsabstand der Querbewehrung s_q und aus der Anzahl der umschnürten Stäbe n mit dem Durchmesser d_s .

MARTIN & NOAKOWSKI [86] untersuchten den Einfluss des Abstandes der Querbewehrung auf deren Wirksamkeit. Hierfür wurden Spiralen Ø4 mit variablem Radius r_s um den Ausziehstab verlegt. In Bild 2.38 sind die Verbundspannungen in Abhängigkeit des Radius' der Spirale bezogen auf den Stabdurchmesser dargestellt. Für Verbundspannungen bei kleinen Schlupfwerten, d. h. im ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, war zwischen den Versuchen ohne und mit Spirale kein Unterschied festzustellen. Die maximal erreichbare Verbundspannung wurde durch das Vorhandensein einer Spiralbewehrung erhöht. Die Versuchsergebnisse lassen vermuten, dass ab einem bezogenen Abstand der Querbewehrung von $r_s/d_s > 2$ deren Wirksamkeit nachlässt.

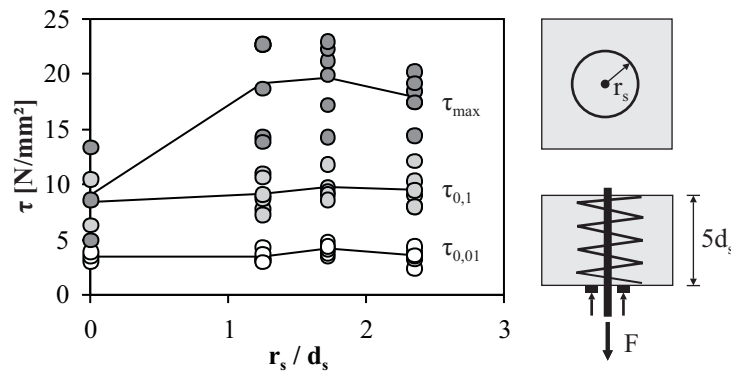


Bild 2.38: Einfluss einer spiralförmigen Bewehrung auf die Verbundspannungen, MARTIN & NOAKOWSKI [86]

PLIZZARI ET AL. [105] verwendeten zur Untersuchung des Querbewehrungseinflusses Probekörper mit realen Einbettungslängen von $450 \text{ mm} = 22,5d_s$ und Querbewehrungsabständen von 150 mm und einer sehr

kleinen Betondeckung $c/d_s = 1$. Die Ausbreitung des Spaltrisses begann immer am belasteten Stabende und nahm linear mit der Laststeigerung in Richtung des unbelasteten Stabendes hin zu. Der maximale Verbundwiderstand wurde jedoch erst nach der Ausbildung des Spaltrisses über die gesamte Stablänge erreicht. Mit steigendem Stabdurchmesser der Querbewehrung war eine langsamere Rissausbreitung sowie eine geringere Spaltrissbreite zu verzeichnen. Bis zum Erreichen der Fließgrenze wurden für alle Querbewehrungsdurchmesser am belasteten Stabende beträchtliche Spaltrisse größer 0,4 mm gemessen (Bild 2.39a). Mit der Vergrößerung der Querbewehrungsmenge ging auch eine Erhöhung des Verbundwiderstandes einher (Bild 2.39b).

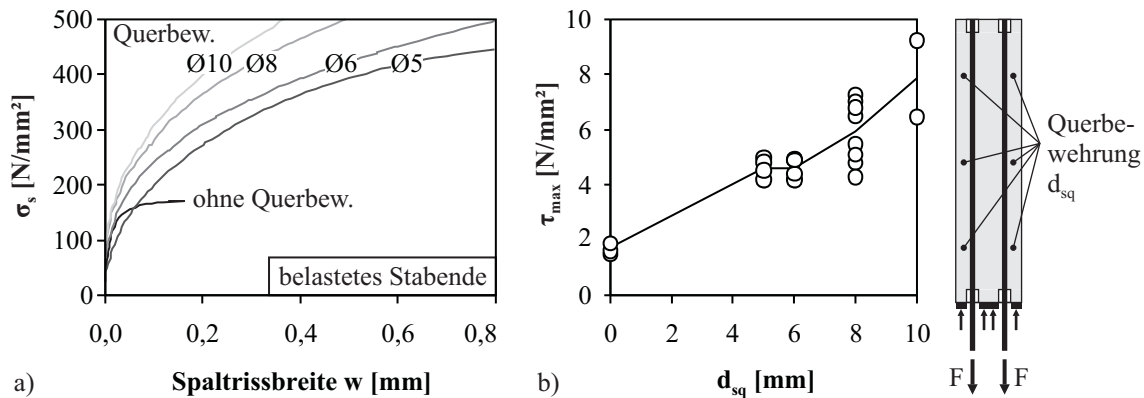


Bild 2.39: Einfluss des Querbewehrungsdurchmessers auf die Spaltrissbreite und den Verbundwiderstand, PLIZZARI ET AL. [105]

2.3.4.3 Lage des Stabes beim Betonieren

Horizontale Stäbe, die sich nahe der Schalungsunterseite befinden, sowie vertikal einbetonierte Stäbe, die entgegengesetzt der Betonierichtung ausgezogen werden, weisen die besten Verbundeigenschaften auf, da sich infolge des Betoniervorgangs vor den Rippen weniger Fehlstellen im Beton befinden. In DIN 1045-1 [21] und DIN EN 1992-1-1 [26] wird daher zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen unterschieden.

Horizontale Stäbe nahe der Betonieroberfläche haben bei sonst gleichen Randbedingungen einen um bis zu 50 % geringeren Verbundwiderstand, wie z. B. MARTIN & NOAKOWSKI [86] beobachten konnten (Bild 2.40). Bei NAVARATNARAJAH & SPEARE [96] betrug die Abminderung zwischen oben und unten liegenden Stäben bis zu 30 %. ELIGEHAUSEN ET AL. [35] konnten die Unterschiede bezüglich der Stablage nur bei den Schlupfwerten $s_{0,max}$ beobachten, die bei mäßigen Verbundbedingungen in etwa doppelt so groß waren wie bei guten. Gemäß DIN 1045-1 [21] und DIN EN 1992-1-1 [26] ist die maximale Verbundspannung bei mäßigen Verbundbedingungen um 30 % abzumindern.

2.3.5 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die bei einer statischen Kurzzeitbelastung maßgeblichen Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten näher betrachtet. Es stellte sich heraus, dass zur Bestimmung des Einflusses einer bestimmten Größe stets die Verbundspannungen und die dazugehörigen Verschiebungen getrennt betrachtet werden müssen, da nicht automatisch von einer Größe auf die andere geschlossen werden kann. Weiterhin ist es von Bedeutung, auch bezüglich der Verbundversagensart eine Differenzierung vorzunehmen. Als wichtigste Einflussfaktoren stellten sich die Rippengeometrie, die Betonfestigkeit und die Umschnürungswirkung durch die Betondeckung und/oder Querbewehrung heraus.

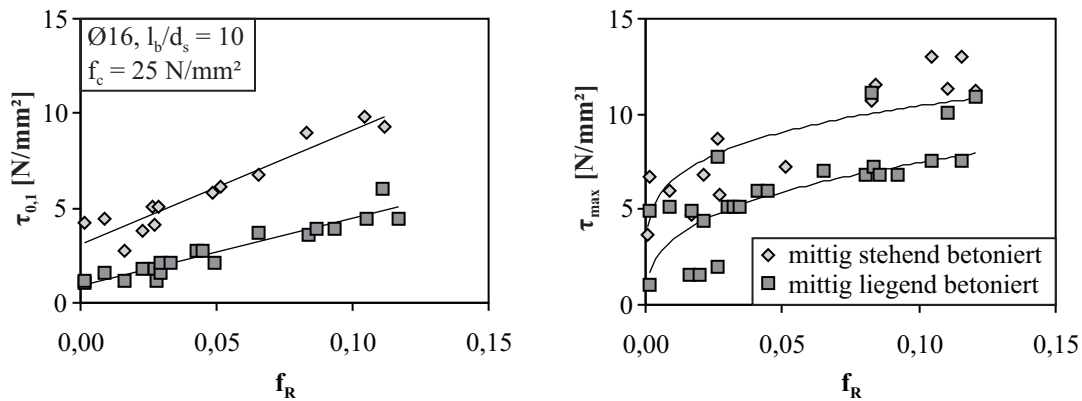


Bild 2.40: Einfluss der Betonierrichtung auf die Verbundspannungen, MARTIN & NOAKOWSKI [86]

Der Einfluss der Rippengeometrie kann mit dem Wert der bezogenen Rippenfläche f_R hinreichend genau erfasst werden. Mit zunehmendem f_R ist eine höhere Verbundsteifigkeit zu Beginn der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve zu verzeichnen, d. h. bei gleichen Schlupfwerten werden höhere Verbundspannungen bzw. bei gleichen Verbundspannungen geringere Schlupfwerte erreicht. Ist keine Querbewehrung vorhanden, wird die maximal erreichbare Verbundspannung beim Spalten der Betondeckung τ_{sp} von der Rippengeometrie nicht signifikant beeinflusst. Die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,sp}$ nehmen jedoch mit steigendem f_R aufgrund der höheren Verbundsteifigkeit stark ab. Ist eine Querbewehrung bzw. eine ausreichende Betondeckung vorhanden, so dass ein unkontrolliertes Öffnen von Spaltrissen verhindert und der Stab weiter ausgezogen wird, ist ebenfalls kein Einfluss der Rippengeometrie auf den maximalen Verbundwiderstand zu verzeichnen. Gleichzeitig sind jedoch geringere Schlupfwerte $s_{0,max}$ mit steigendem f_R zu beobachten.

Im Bereich kleiner Verschiebungen $s_0 \leq 0,5 \text{ mm}$ ergibt sich ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Betondruckfestigkeit. Liegt ein Spaltbruchversagen vor, ergibt sich zwischen der zugehörigen Verbundspannung τ_{sp} und der Spaltzugfestigkeit eine lineare Abhängigkeit. Der Schlupf $s_{0,sp}$ nimmt mit steigender Betondruckfestigkeit ab. Bei einem Ausziehversagen steigt die maximale Verbundspannung τ_{max} mit steigender Betonfestigkeit an. Zwischen τ_{max} und der Spaltzugfestigkeit ergibt sich eine annähernd lineare Beziehung. Der zugehörige Schlupf $s_{0,max}$ weist mit steigender Betonfestigkeit einen leichten Abfall auf.

Die Umschnürungswirkung durch die Betondeckung bzw. Querbewehrung wirkt sich hauptsächlich auf die Verbundversagensart aus. Bei einem Spaltbruchversagen steigt der Verbundwiderstand mit zunehmender Betondeckung an. Ab einem bestimmten Grenzwert c/d_s treten keine Spaltrisse mehr auf und der Stabauszug ist möglich. Die Grenze für den Verbundversagenswechsel kann aus den Literaturdaten für bezogene Betondeckungen von $c/d_s = 2,5 \dots 4$ ermittelt werden. Eine verbundfreie Vorlänge im Ausziehversuch führt zur Erhöhung des Spaltbruchwiderstandes.

Prinzipiell erhöht eine Querbewehrung zunächst den Spaltbruchwiderstand der Betondeckung. Weiterhin verhindert sie das unkontrollierte Öffnen der Spaltrisse, so dass bei einer ausreichenden Bewehrungsmenge auch bei vorhandenen Spaltrissen ein Ausziehversagen eintritt. Bei einem Ausziehversagen spielen die Größe der Betondeckung bzw. die Menge der Querbewehrung nur eine untergeordnete Rolle bezüglich der Höhe der maximalen Verbundspannung. Die Querbewehrungsmenge beeinflusst jedoch maßgeblich die Breite und die Ausbreitung der sich ausbildenden Spaltrisse.

2.4 Einfluss einer quer zum Stab angreifenden Belastung

An dieser Stelle soll der Einfluss einer auf den Stab wirkenden Querbelastung betrachtet werden. In vorgespannten Bauteilen können die Bewehrungsstäbe zuerst einer Querdrukbelastung ausgesetzt sein, der sich

eine Querkzugbelastung anschließt, welche zuletzt zur Bildung von Längsrissen führen kann. Da im eigenen Versuchsprogramm (Abschnitt 3.1) besonderes Augenmerk auf den Einfluss einer Querkzugbelastung unterhalb der Risslast gelegt wird, erfolgt für diese Beanspruchung eine umfassendere Darstellung.

2.4.1 Einfluss einer Querdruckbelastung

Der Einfluss einer Querdruckspannung auf das Verbundverhalten von Betonstählen wurde bereits in zahlreichen Forschungsvorhaben untersucht. An dieser Stelle seien nur einige der Ergebnisse beispielhaft aufgeführt.

ELIGEHAUSEN ET AL. [37] verwendeten Ausziehkörper mit Verbundlängen von $5d_s$, wobei senkrecht zum Stab Druckspannungen bis ca. 40 % der Betondruckfestigkeit aufgebracht wurden. In allen Fällen war ein Ausziehversagen zu verzeichnen. Es ergab sich mit steigendem Querdruck eine leichte Erhöhung des maximalen Verbundwiderstandes τ_{max} und eine Erhöhung des Reibverbundwiderstandes τ_f um bis zu 20 % (Bild 2.41). Die Schlupfwerte $s_{0,max}$ beim Erreichen der maximalen Verbundspannung nahmen dabei leicht zu. ELIGEHAUSEN ET AL. schlugen vor, den Einfluss des Querdrucks auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung³ durch eine Erhöhung der Werte τ_{max} und τ_f analog zu Bild 2.41 zu berücksichtigen.

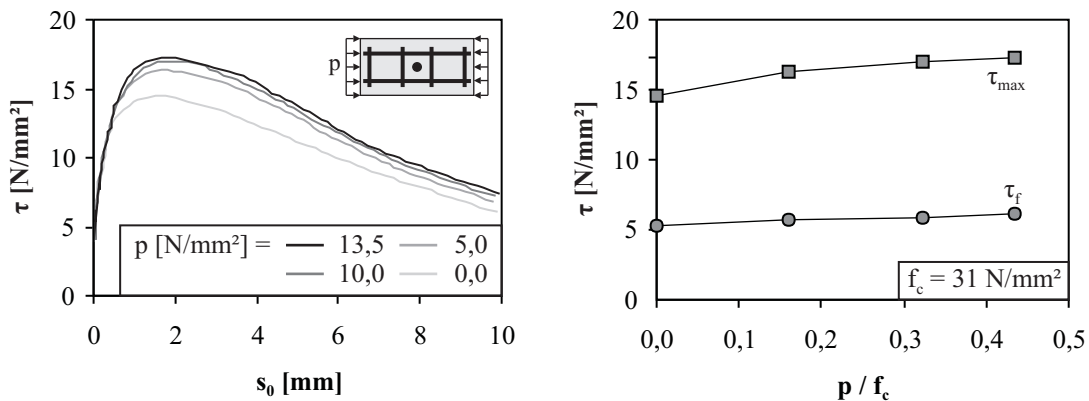


Bild 2.41: Einfluss von Querdruckspannungen auf das Verbundverhalten, ELIGEHAUSEN ET AL. [37]

MALVAR [81, 82] verwendete zylinderförmige Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von ca. $3d_s$, die bereits radiale Risse aufwiesen, auf welche mittels eines geschlitzten Stahlrohres ein radialer Querdruck aufgebracht wurde. Damit war eine Steigerung des maximalen Verbundwiderstandes bei Ausziehversagen erreichbar. Der Schlupf $s_{0,max}$ nahm mit steigendem Querdruck ebenfalls zu (Bild 2.42).

NAVARATNARAJAH & SPEARE [96] untersuchten das Verbundverhalten unter Querdruck für drei verschiedene Stahlsorten $\varnothing 25$ bei einer Verbundlänge von $4d_s$, wobei im Versuchsprogramm die Betondeckung und die Höhe des Querdrucks variierte. Die Betondeckung, auf die der Querdruck aufgebracht wurde, betrug in allen Versuchen 37,5 mm ($c/d_s = 1,5$). Mit einer Vergrößerung der seitlichen Betondeckung ging stets eine Steigerung des Verbundwiderstandes einher. Der Querdruck zeigte jedoch erst seine Wirksamkeit, nachdem die Betondeckung c auf der Seite ohne Querdruck deutlich größer war als 50 mm ($c/d_s > 2$). Bis zum Erreichen eines Querdrucks von 25 % der Würfeldruckfestigkeit konnte dann mit steigendem Querdruck eine Erhöhung der maximalen Verbundspannung verzeichnet werden (Bild 2.43). Zur gleichzeitigen

³vgl. Gl. (2.52) auf Seite 60

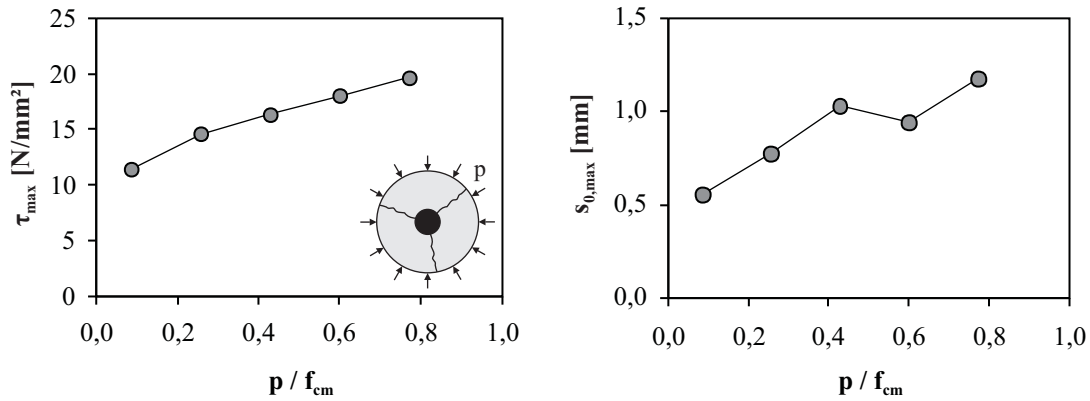


Bild 2.42: Einfluss eines radialen Querdrucks auf die maximale Verbundspannung und den Schlupf, MALVAR [81, 82]

Berücksichtigung beider Einflussgrößen gaben NAVARATNARAJAH & SPEARE die folgenden empirischen Gleichungen an.

$$\frac{\tau_{max}}{f_{ct,sp}} = 0,83356 + 0,29225 \cdot c/d_s + 0,16513 \cdot \sqrt{p} \quad (2.19)$$

$$\frac{\tau_{0,1}}{f_{ct,sp}} = 0,65938 + 0,22775 \cdot c/d_s + 0,05572 \cdot \sqrt{p} \quad (2.20)$$

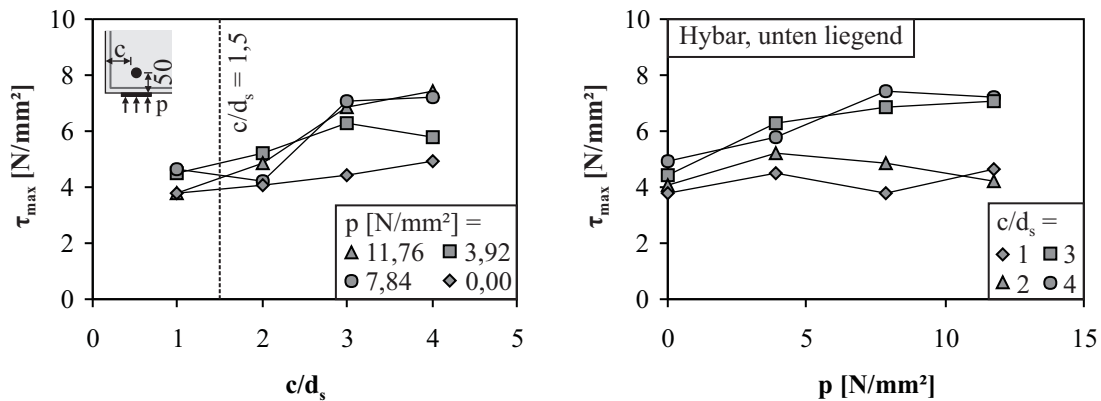


Bild 2.43: Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Betondeckung und einer Querdruckbelastung, NAVARATNARAJAH & SPEARE [96]

NAGATOMO & KAKU [93] führten Ausziehversuche unter verschiedenen Querdruckspannungen durch, um den Einfluss der Betondeckung und damit des Versagensmechanismus zu untersuchen. Der Querdruck wurde stets in Richtung der kleinsten Betondeckung aufgebracht. Für die kleinste bezogene Betondeckung $c/d_s = 1,08$ kam es in allen Fällen zum Verbundversagen infolge eines V-förmigen Ausbrechens des Betons. Mit steigendem Querdruck konnte jedoch ein zunehmendes Abscheren der Betonkonsolen vor den Rippen beobachtet werden, was mit einer Steigerung der maximal übertragbaren Verbundspannung einherging (Bild 2.44a). Für die mittlere Betondeckung von $c/d_s = 1,98$ trat bei den Versuchen vorwiegend ein Ausziehversagen auf, welches oft von einem Spaltriss in Richtung der kleineren Betondeckung begleitet wurde. Hier fiel die Steigerung der maximalen Verbundspannung mit steigendem Querdruck weniger deutlich aus (Bild 2.44b). Bei den Versuchen mit der größten Betondeckung von $c/d_s = 3,10$ trat in allen Fällen ein Spaltriss über die gesamte Verbundlänge auf und es konnte keine nennenswerte Erhöhung der Verbundspannung infolge Querdruck festgestellt werden (Bild 2.44c). Eine direkte Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse ist jedoch nur für die kleinsten beiden Betondeckungen möglich, da hier der gleiche Probekörper Verwendung fand.

Für die Berechnung der maximalen Verbundspannung infolge des Querdrucks p wurde ein Erhöhungsfaktor k_1 zum Fall ohne Querdruck $\tau_{max,0}$ nach Gl. (2.21) angegeben. Diese Gleichung gilt jedoch nur für die kleinste bezogene Betondeckung $c/d_s = 1,08$ und die dazugehörige Verbundversagensart. Für die größeren Betondeckungen ist keine Erhöhung infolge Querdruck zu erwarten, so dass hier $k_1 = 0$ gilt.

$$\tau_{max} = \tau_{max,0} \cdot (k_1 \cdot p/f_c + 1) \quad \text{für } p/f_c \leq 0,3 \quad (2.21)$$

mit: $k_1 = a_1 \cdot a_2$; $a_1 = 1,93 \cdot (2,5 - c/d_s) \geq 0$; $a_2 = (c_s/d_s)/3 \leq 1$

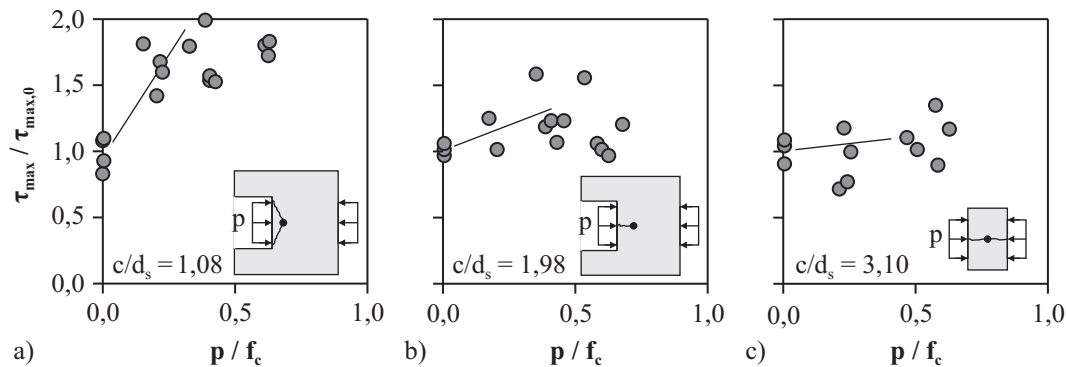


Bild 2.44: Einfluss einer Querdruckbelastung auf die maximale Verbundspannung bei variierender Betondeckung, NAGATOMO & KAKU [93]

ROBINS & STANDISH [122] stellten bei ihren Ausziehversuchen fest, dass ab einem Querdruck von ca. 30% der Betonfestigkeit statt eines Spaltbruchversagens ein Ausziehversagen eintritt. In diesem Fall konnte der Verbundwiderstand durch die Erhöhung des Querdrucks nicht weiter gesteigert werden. Beim Verbundversagen infolge Spaltbruchs ging jedoch die Erhöhung des Querdrucks mit einem ansteigenden Verbundwiderstand einher (Bild 2.45).

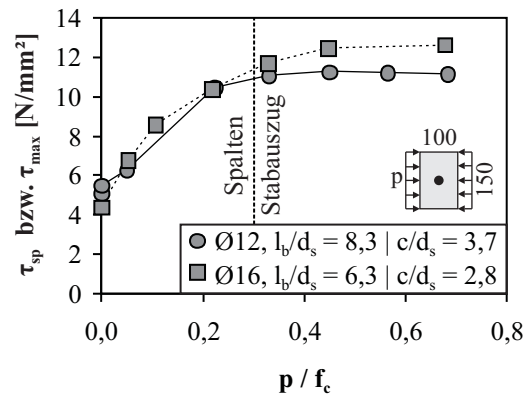


Bild 2.45: Einfluss eines Querdrucks auf die Versagensart und den Verbundwiderstand, ROBINS & STANDISH [122]

2.4.2 Einfluss einer Querkzugbelastung unterhalb der Risslast

Bei einem Stahlbetonbauteil unter zweiachsialer Zugbeanspruchung tritt an den einbetonierten Bewehrungsstäben nicht nur eine Längsbelastung, sondern auch eine senkrecht zur Stabachse wirkende Zugbeanspruchung auf. Dieser sogenannte Querkzug überlagert sich mit den durch die Verbundwirkung verursachten Ringzugspannungen um den Stab, was abhängig von der Höhe der Betondeckung zu einer Beeinflussung des Verbundverhaltens führen kann.

Erste Untersuchungen zum Verbundverhalten unter Querkzug wurden von NAVARATNARAJAH [95] mit verschiedenen Stabarten Ø25 und unterschiedlichen Betondeckungen von $c/d_s = 1,0 \dots 3,5$ an Ausziehversu-

chen mit einer Verbundlänge von $4d_s$ durchgeführt. Die Einleitung des Querszugs erfolgte mittels vier durch den Versuchskörper geführten Stahlstäben, die gleichzeitig als Querbewehrung wirkten (Bild 2.46). Die Höhe des Querszugs wurde über die Angabe einer nicht näher spezifizierten Betondehnung ε_t , vermutlich die mittlere Dehnung des (gerissenen) Probekörpers, quantifiziert. Für die drei Querszugniveaus wurden jedoch sehr große Dehnungswerte voreingestellt ($\varepsilon_t = 1,18 \dots 2,36\text{‰}$), die weit über der Zugbruchdehnung von ca. $0,10\text{‰}$ bis $0,15\text{‰}$ für Normalbeton lagen. Es ist zu vermuten, dass durch den Querszug bereits Längsrisse vorhanden waren, was jedoch nicht explizit erwähnt wurde. Durch die fehlende Angabe der Bezugslänge der Dehnungsmessung kann nicht auf eine eventuell eingestellte Rissbreite geschlossen werden, weshalb sich anhand der Versuchsergebnisse nur qualitative Aussagen treffen lassen.

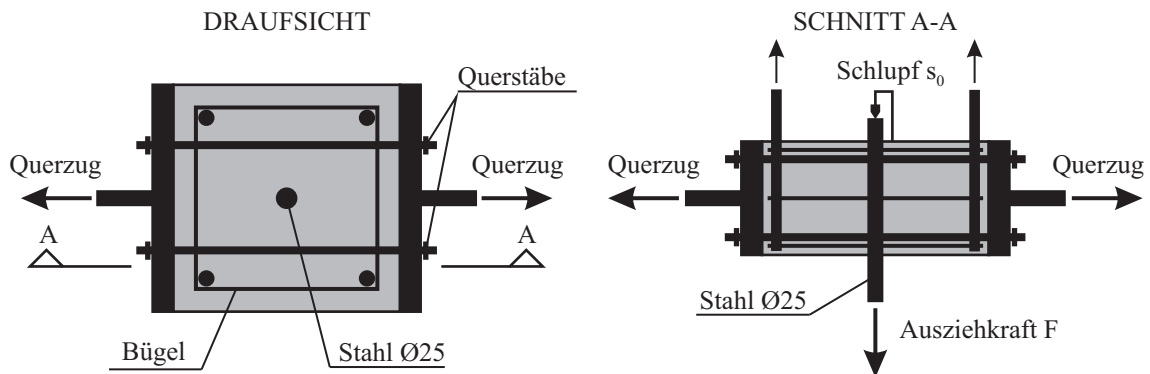


Bild 2.46: Versuchsaufbau von NAVARATNARAJAH [95]

In Bild 2.47a sind die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ und τ_{max} in Abhängigkeit der Betondeckung und der Querszugdehnung für den gerippten Stab „Hybar“ dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ bei steigendem Querszug leicht abnehmen. Dies spiegelt sich auch in den Ausziehkraft-Schlupf-Kurven wider, bei denen im Falle eines Querszugs eine geringere Verbundsteifigkeit zu erkennen ist (Bild 2.47b). Für die auf die Referenzen ohne Querszug bezogenen Verbundspannungen $\tau_{0,1}/\tau_{0,1;0}$ gab NAVARATNARAJAH [95] folgende Gleichung in Abhängigkeit der Querszugdehnung ε_t an.

$$\frac{\tau_{0,1}}{\tau_{0,1;0}} = K_2 \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tm}} \right) \quad (2.22)$$

mit $K_2 = 0,7 \dots 1,0$ für $c/d_s = 2,0 \dots 3,5$ und $\varepsilon_{tm} = 4,25\text{‰}$

Mit zunehmender Ausziehbelastung begannen sich radiale Risse von der Stahloberfläche zu den Rändern des Probekörpers zu entwickeln. Durch die vorhandene Querbewehrung konnte jedoch eine Steigerung der Ausziehkraft auch nach der Rissbildung beobachtet werden. Bei weiterer Steigerung der Ausziehkraft und mit fortschreitender radialer Rissbildung kam es zu einer schlagartigen, großen Schlupfzunahme und damit zum Ausziehen des Stabes. Die den maximalen Ausziehkräften entsprechenden Verbundspannungen τ_{max} und die dazugehörigen Schlupfwerte waren jedoch vom Querszugniveau unabhängig und von der Betondeckung weitestgehend unbeeinflusst (Bild 2.47).

GERSTER [45] bzw. REUTER & ELIGEHAUSEN [115] untersuchten den Einfluss einer Querszugbelastung auf das Tragverhalten von Übergreifungsstößen. Es wurden Betonquader geprüft, in denen vier Bewehrungsstäbe Ø14 einbetoniert und mittig paarweise gestoßen waren. Der Aufbau sollte einen Bewehrungsstoß in der Biegezugzone zwischen zwei Rissen abbilden. Die Einleitung der Querszugbelastung erfolgte über aufgeklebte Stahlplatten (Bild 2.48). Zunächst wurde die Querszugbeanspruchung auf ein gewünschtes Niveau gefahren und anschließend der Stoß bis zum Versagen belastet. Als Referenzen kamen Versuche ohne Querszugbelastung (mit und ohne Stahlplatten) sowie Versuche unter reiner Querszugbelastung (mit und ohne Bewehrungsstäbe) zum Einsatz.

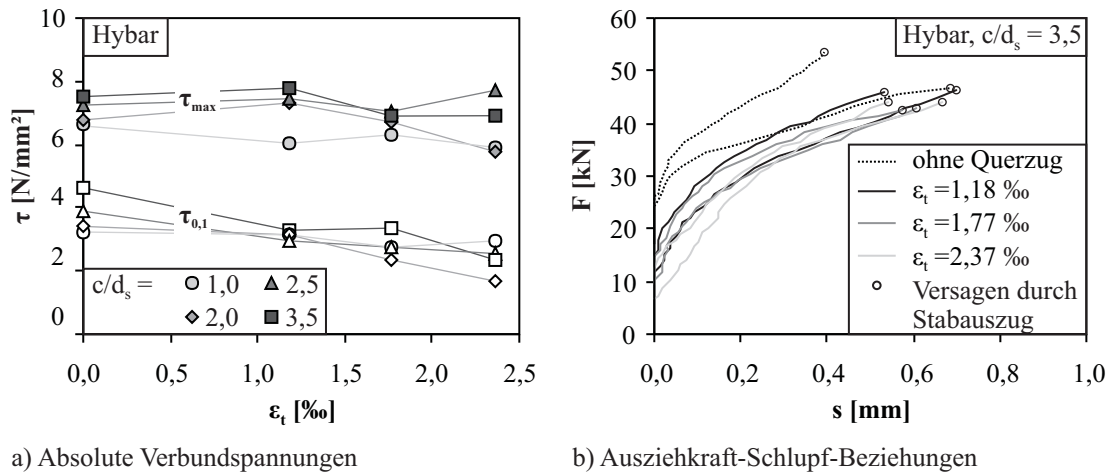


Bild 2.47: Einfluss des Querzugs für die Stahlsorte Hybar, NAVARATNARAJAH [95]

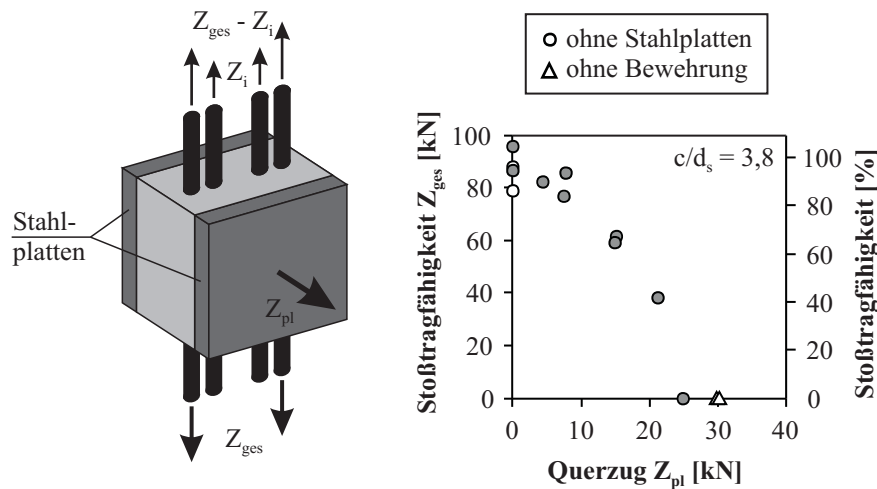


Bild 2.48: Versuchsaufbau und Versuchsergebnisse zum Querzeuginfluss von GERSTER [45]

Durch die Stahlplatten wurde die Stoßtragfähigkeit etwas gesteigert, was auf die behinderte Querdehnung zurückgeführt wurde. Bei einer geringen Querzugbelastung von $\sigma_c < 0,2f_{ct,sp}$ wurde die Stoßtragfähigkeit nur geringfügig reduziert. Bei einer höheren Querzugbelastung nahm jedoch die Stoßtragfähigkeit um bis zu 60 % ab (Bild 2.48). Alle Probekörper versagten durch ein Aufspalten des Betons in der Stoßfuge senkrecht des Querzugs. Für die bezogene Stoßtragfähigkeit in Abhängigkeit der bezogenen Querzugbelastung gaben REUTER & ELIGEHAUSEN [115] Gl. (2.23) an. Dabei ist Z_{ges} bzw. $Z_{ges,0}$ die Stoßtragfähigkeit mit bzw. ohne Querzug, Z_{pl} die Querzuglast und $Z_{pl,0}$ die Querzugtragfähigkeit.

$$\left(\frac{Z_{ges}}{Z_{ges,0}}\right)^{5/3} + \left(\frac{Z_{pl}}{Z_{pl,0}}\right)^{5/3} = 1 \rightarrow \frac{Z_{ges}}{Z_{ges,0}} = \left(1 - \left(\frac{Z_{pl}}{Z_{pl,0}}\right)^{5/3}\right)^{3/5} \quad (2.23)$$

NAGATOMO & KAKU [93, 94] untersuchten das Verbundverhalten eines Rippenstahls Ø22 in Abhängigkeit des Querzugniveaus und der Betondeckung an Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $7d_s$. Hier wurde der Querzug mittels Bolzen in die Seitenfläche des Probekörpers eingeleitet. Über Aussparungen und Schlitze sollte gewährleistet werden, dass der Umschnüreffekt der Verbundzone aus der Auflagerreaktion minimiert wurde und der Querzug gleichmäßig im Bereich des eingebetteten Stabes wirkte (Bild 2.49). Das Querzugniveau wurde über das Verhältnis von aufgebrachtener Querzugspannung zur Betonzugfestigkeit p_t/f_{ct} quantifiziert.

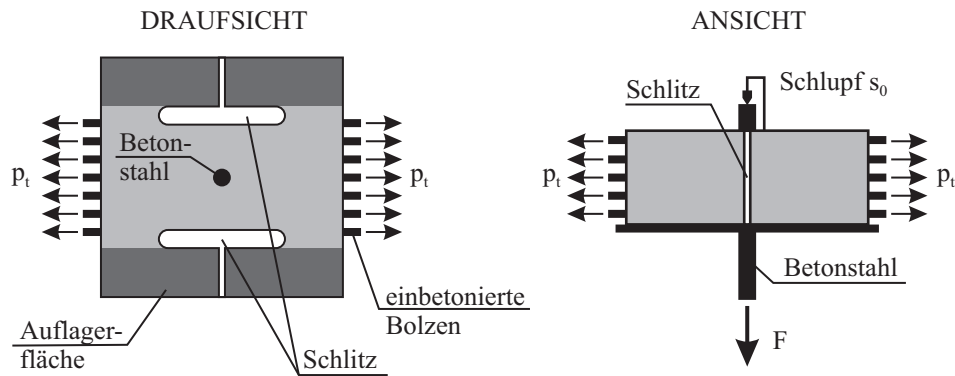


Bild 2.49: Versuchsaufbau von NAGATOMO & KAKU [93]

Als Versuchsergebnisse werden in [93] die auf die Referenzversuche ohne Querkzug normierten maximalen Verbundspannungen τ_{max} und in [94] die zugehörigen Schlupfwerte sowie die normierten Verbundspannungen $\tau_{0,01}$ angegeben. Ein Spalten der Betondeckung beendete alle Ausziehversuche, wobei der Riss entlang des Stabes senkrecht zur aufgetragenen Querkzugbeanspruchung verlief. Es ist zu erkennen, dass die maximale Verbundspannung mit steigendem Querkzugniveau stark abnimmt (Bild 2.50). Im Fall eines Querkzugniveaus $p_t/f_{ct} > 0,5$ trat das Versagen bereits ein, bevor eine nennenswerte Relativverschiebung zwischen Stab und Beton erreicht war. Zur Berechnung der maximalen Verbundspannung in Abhängigkeit des Querkzugs p_t und der Verbundspannung ohne Querkzug $\tau_{max,0}$ gaben NAGATOMO & KAKU [93] Gl. (2.24) an.

$$\tau_{max} = \tau_{max;0} \cdot \left(0,755 \cdot \frac{p_t}{f_{ct}} - 1\right) \cdot \left(\frac{p_t}{f_{ct}} - 1\right) \quad (2.24)$$

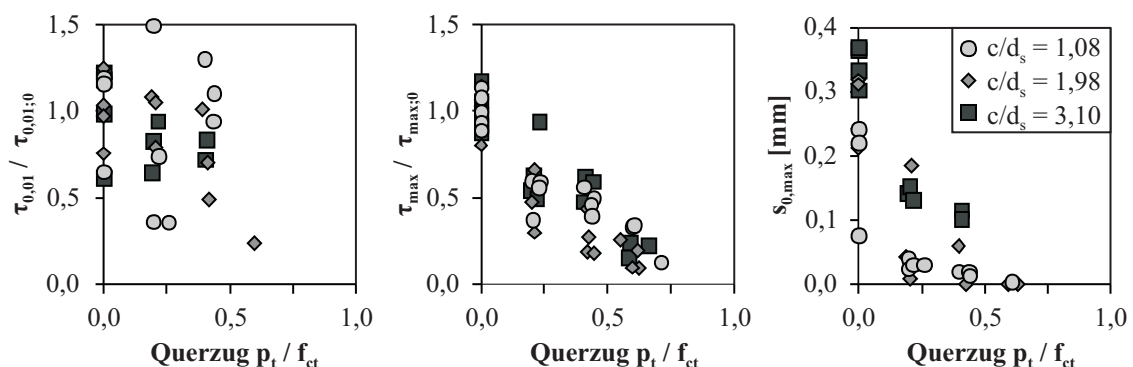


Bild 2.50: Einfluss des Querzugs auf die Verbundspannungen und den Schlupf, NAGATOMO & KAKU [93], [94]

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Vorhandensein einer Querkzugbeanspruchung unterhalb der Risslast einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf das Verbundverhalten und somit auf die Verbundqualität ausübt. Es muss davon ausgegangen werden, dass dabei die Versagensart des Verbundes eine wesentliche Rolle spielt. Die hier vorgestellten Versuchsdaten basieren auf Versuchen mit Betondeckungen $c/d_s < 4$, bei denen bereits ohne Vorhandensein einer Querkzugbelastung mit einem Spaltbruchversagen zu rechnen ist. Die Spaltbruchneigung wird mit zunehmendem Querkzug begünstigt, was sich durch eine Abnahme der Verbundtragfähigkeit ausdrückt, sofern keine Querbewehrung vorhanden ist.

In realen Stahlbetonbauteilen können jedoch durchaus größere Betondeckungen auftreten als die bisher untersuchten. Bei einer ausreichend großen Betondeckung kann vermehrt mit einem Ausziehversagen gerechnet werden, wenn keine Querkzugbelastung angreift. Inwieweit jedoch die Erkenntnisse zum Einfluss des Querkzugs aus Versuchen mit kleinen Betondeckungen auch auf große Betondeckungen zutreffen, ist bisher

noch ungeklärt. Dieser Frage soll u. a. mit den in Kapitel 3 und 4 dargestellten experimentellen Untersuchungen nachgegangen werden.

2.4.3 Einfluss einer Querkzugbelastung oberhalb der Risslast

Überschreitet die quer zum belasteten Stab angreifende Zugspannung die Betonzugfestigkeit, kommt es zur Bildung von Rissen entlang des Stabes. Die Auswirkung solcher Längsrisse auf das Verbundverhalten war bereits Gegenstand einiger Forschungsarbeiten.

GAMBAROVA ET AL. [44] führten Ausziehversuche mit einer kurzen Verbundlänge von $3d_s$ und Stahlstäben $\varnothing 18$ durch, bei denen eingelegte Plexiglasscheiben Längsrisse entlang des Stabes erzeugten. Während des Ausziehversuchs wurde die Rissbreite konstant gehalten. Mit größerer voreingestellter Längsrissbreite sanken sowohl die Verbundsteifigkeit als auch das Verbundspannungsmaximum. GAMBAROVA ET AL. [43] gaben Gl. (2.25) für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Längsrissbreite w und der Zylinderdruckfestigkeit f_c an. In Bild 2.51a wird deutlich, dass sich der maximale Verbundwiderstand mit steigender Rissbreite in Richtung kleinerer Verbundspannungen und Schlupfwerte verschiebt.

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1}{a_6 + a_7 \cdot W} \cdot \frac{\Delta}{1 + b_1 \Delta + b_2 \Delta^2 + b_3 \Delta^4} \quad (2.25)$$

$$\text{mit } W = w/d_s \quad \text{und} \quad \Delta = s/d_s$$

$$a_6 = 0,0261; \quad a_7 = 2$$

$$b_1 = 100 / (2 + 21 \cdot 250 \cdot W^2); \quad b_2 = (188 + 16 \cdot 663 \cdot W); \quad b_3 = (736 - 77 \cdot 058 \cdot W)$$

Die dazugehörige nach außen gerichtete Radialspannung σ_r berechnet sich nach Gl. (2.26) und ist in Bild 2.51b aufgetragen. Laut Berechnung werden mit zunehmender Rissbreite kleinere Radialspannungen bei größeren Schlupfwerten erreicht.

$$\frac{\sigma_r}{f_c} = (a_8 - a_9 \cdot W) \cdot \frac{\Delta}{1 + c_1 \Delta + c_2 \Delta^2 + c_3 \Delta^4} \quad (2.26)$$

$$\text{mit } W = w/d_s \quad \text{und} \quad \Delta = s/d_s$$

$$a_8 = 17,9; \quad a_9 = 453$$

$$c_1 = (18 - 130 \cdot W); \quad c_2 = (235 + 455 \cdot W); \quad c_3 = (-2 \cdot 115 - 34 \cdot 030 \cdot W)$$

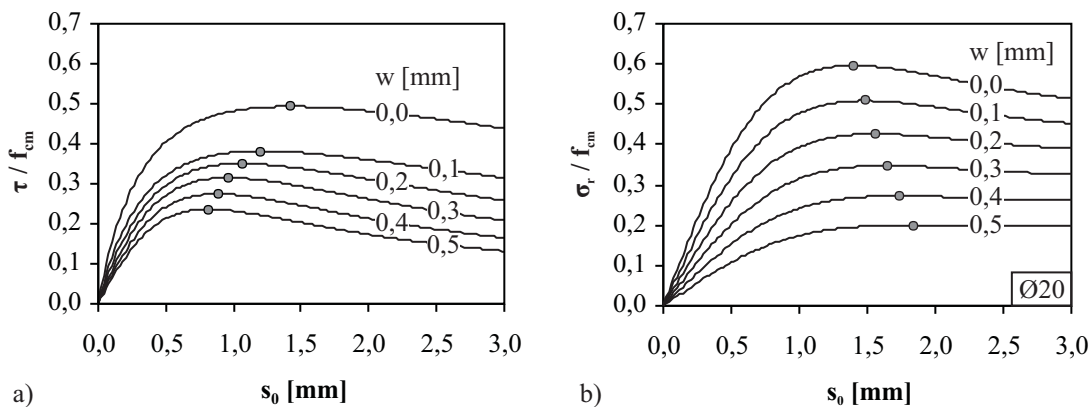


Bild 2.51: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und Radialspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Längsrissbreite, GAMBAROVA ET AL. [43]

MODENA [92] untersuchte das Verbundverhalten von unbeschichteten und beschichteten Rippenstählen $\varnothing 16$ bei vorhandenen Längsrissen. Es kam ein Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von $4d_s$ zum Einsatz, bei

dem die Längsrissbreite durch eingelegte Stahlbleche vorgegeben wurde. Das unkontrollierte Öffnen der Risse verhinderten seitlich aufgeklebte Stahlplatten, auf die ein Querdruck aufgebracht wurde. MODENA verzeichnete ebenfalls mit steigender Längsrissbreite eine Abnahme der Verbundsteifigkeit, des Verbundspannungsmaximums und der maximalen Querdruckspannung. Ein Einfluss der Längsrissbreite auf die Restverbundtragfähigkeit konnte nicht festgestellt werden. MODENA leitete aus den Versuchsergebnissen eine multilineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ab, deren Parameter in Abhängigkeit der Randbedingungen im Versuch bestimmt wurden.

Auch EIBL ET AL. [33] und IDDA [54] untersuchten das Verbundverhalten von Betonstäben Ø16 unter voreingestellten Längsrissen verschiedener Rissbreiten. Hierzu wurden Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von $6,3d_s$ bis $12,5d_s$ verwendet, die mit Querbewehrung versehen waren, um ein unkontrolliertes Öffnen der erzeugten Längsrisse zu verhindern. Besonders im Bereich kleiner Verschiebungen wurde der Verbund durch die eingestellten Rissbreiten erheblich verschlechtert (Bild 2.52a). Das Verbundversagen trat in allen Fällen durch das Ausziehen des Stabes ein. Der maximale Verbundwiderstand τ_{max} wurde durch einen voreingestellten Längsriss ebenfalls reduziert (Bild 2.52b). Der Längsriss öffnete sich während des Ausziehversuchs auf der belasteten Stabseite stärker als auf der lastabgewandten Seite, wobei der Zuwachs der Rissbreite abhängig von der voreingestellten Rissbreite und der Ausziehkraft war.

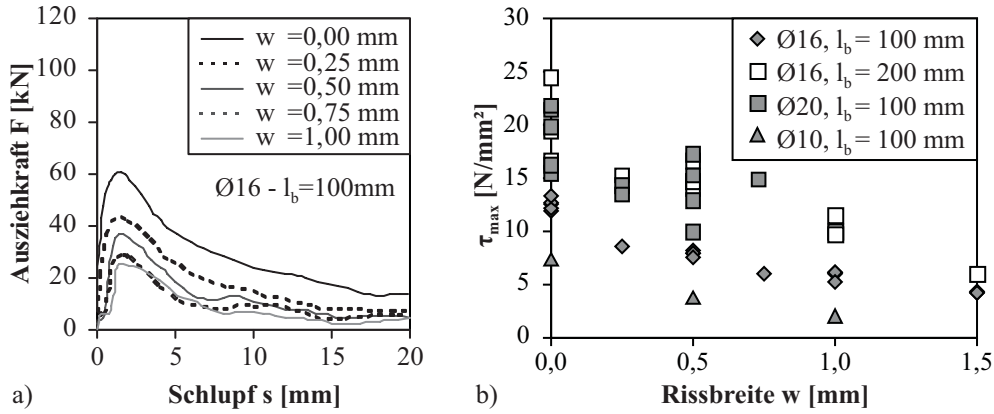


Bild 2.52: Einfluss der Längsrissbreite auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und die maximale Verbundspannung, IDDA [54]

IDDA [54] wählte zur mathematischen Beschreibung seiner experimentell ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen einen Ansatz nach Gl. (2.27) mit den Freiwerten a , b und c .

$$\tau(s) = a \cdot s^b \cdot e^{c \cdot s} \quad (2.27)$$

Weiterhin wurde ein allgemeingültiges Verbundgesetz sowohl für die Verbundspannung längs des Stabes τ als auch für die radial zum Stab wirkende Spannung σ_r in Abhängigkeit der Längsrissbreite w , der Würfel-
druckfestigkeit $f_{c,cube,200}$, des Rippenabstandes c_s und der Rippenhöhe h_s gemäß Gl. (2.28) und Gl. (2.29) formuliert. Bei der Rissbreite w handelt es sich um die veränderliche Rissbreite im Versuch, die sich aus der Startrissbreite w_0 und dem Rissbreitenzuwachs während des Ausziehversuchs Δw zusammensetzt.

$$\frac{\tau}{f_{c,cube,200}} = a_0 \cdot \left(\frac{s}{c_s} \right)^{b_0} \cdot e^{\left(c_0 \cdot \frac{s}{c_s} + d_0 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}} \right)} \quad (2.28)$$

$$\frac{\sigma_r}{f_{c,cube,200}} = a_1 \cdot \left(\frac{s}{c_s} \right)^{b_1} \cdot e^{\left(c_1 \cdot \frac{s}{c_s} + d_1 \cdot \sqrt{\frac{w}{h_s}} \right)} \quad (2.29)$$

Die Freiwerte für Gl. (2.28) wurden an acht Ausziehversuchen mit $\varnothing 16$ und einer Würfel-
druckfestigkeit von 35 N/mm^2 ermittelt. Sie ergaben sich zu: $a_0 = 1,9$, $b_0 = 0,5$, $c_0 = -2,3$ und $d_0 = -1,4$. Zur Kalibrie-

rung der Freiwerte in Gl. (2.29) wurden vier Versuche mit Ø16 und Ø20 und Würfeldruckfestigkeiten von 35 N/mm^2 und 67 N/mm^2 verwendet. Es ergab sich: $a_1 = -2,3$, $b_1 = 0,5$, $c_1 = -1,3$ und $d_1 = -1,4$.

SIMONS [137] untersuchte u. a. den Einfluss der Längsrissbreite auf den Verbund einbetonierter und eingemörtelter Bewehrungsstäbe an einer Verbundlänge von $8d_s$ bis $12d_s$. Die Stäbe wurden aus bewehrten Betonplatten mit voreingestellten Rissen sowohl statisch als auch unter zyklischer Wechsellast ausgezogen. Es konnte bestätigt werden, dass mit steigender Rissbreite die Verbundsteifigkeit und die maximale Verbundspannung abnehmen. Es ergab sich für die einbetonierten Bewehrungsstäbe im statischen Versuch eine starke Abnahme der maximalen Verbundspannungen von bis zu 50% für eine Rissbreite von 0,4 mm im Vergleich zum Fall ohne Längsrisse (Bild 2.53).

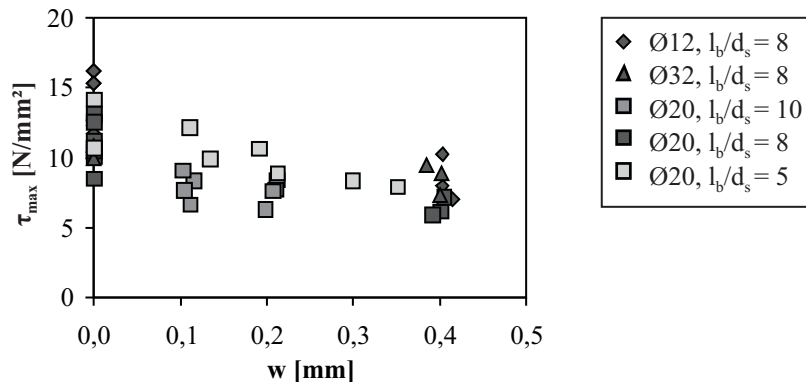


Bild 2.53: Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung von der Längsrissbreite, SIMONS [137]

Gegenstand der experimentellen Untersuchungen von LINDORF [75, 77] war der Einfluss einer hochzyklischen Zugschwellbelastung in Kombination mit vorhandenen Längsrissen auf das Verbundverhalten von Betonstahl. Es wurden Ausziehkörper ähnlich denen von IDDA [54] mit einem Betonstahl Ø16 und einer Verbundlänge von $10d_s$ verwendet, in die mittels vier eingelegter Querbewehrungsstäbe der Querkzug eingeleitet und die gewünschte Längsrissbreite eingestellt wurde. Als Referenzen wurden Versuche unter statischer Ausziehbelastung durchgeführt. Hier war für die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ mit steigender Rissbreite ein stark abfallender Trend zu verzeichnen, während die maximale Verbundspannung τ_{max} für die relativ kleinen Rissbreiten bis 0,3 mm nur geringfügig abnahm. Der zugehörige Schlupf $s_{0,max}$ wurde mit zunehmender Längsrissbreite geringfügig größer (Bild 2.54).

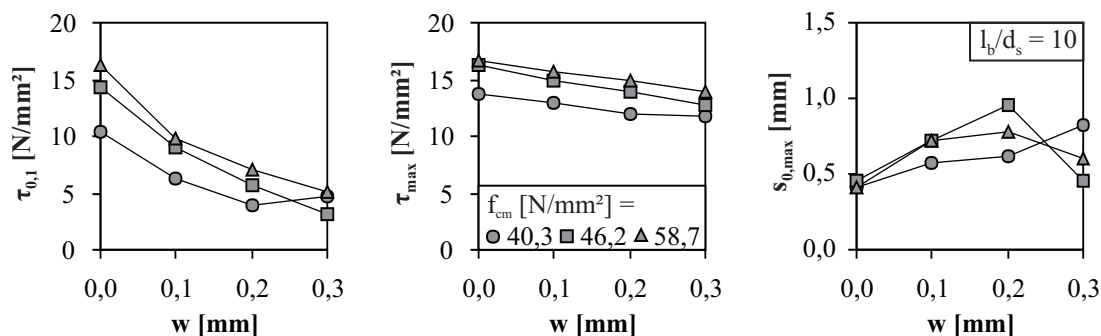


Bild 2.54: Einfluss der Längsrissbreite auf die Verbundspannungen und den Schlupf, LINDORF [75]

Ein Vergleich der vorgestellten experimentellen Ergebnisse zum Einfluss von voreingestellten Längsrissen ist über die normierten maximalen Verbundspannungen $\tau_{max,n}$ möglich. Hierfür werden die Ergebnisse der Versuche mit Längsriss auf die Ergebnisse der Versuche ohne Längsriss bezogen (Bild 2.55). Bei allen durchgeführten Versuchen kann ein nahezu linearer Abfall von $\tau_{max,n}$ mit steigender mittlerer Längsrissbreite verzeichnet werden. Die Abnahme von $\tau_{max,n}$ mit steigender Rissbreite fällt bei SIMONS [137] etwas stärker aus als bei IDDA [54] und LINDORF [75].

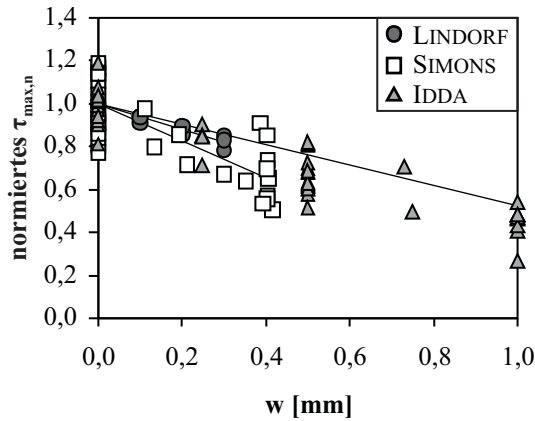


Bild 2.55: Normierte maximale Verbundspannungen in Abhängigkeit der Längsrissbreite (Daten entnommen aus IDDA [54], LINDORF [75] und SIMONS [137])

2.5 Verbundverhalten bei langen Einbettungslängen

In der Realität ist ein Bewehrungsstab nicht wie im Verbundversuch nur über eine kurze Verbundlänge, sondern über seine gesamte Länge in den Beton einbetoniert. MARTIN [83] konnte die Beanspruchungen entlang einer langen Einbettungslänge an einem Ausziehkörper aus Epoxidharz sichtbar machen (Bild 2.56). Es wird sehr deutlich, dass in diesem Fall nicht mehr von einer konstanten Beanspruchung des umgebenden Betons ausgegangen werden kann, was auf einen nicht konstanten Verbundspannungsverlauf zurückzuführen ist.

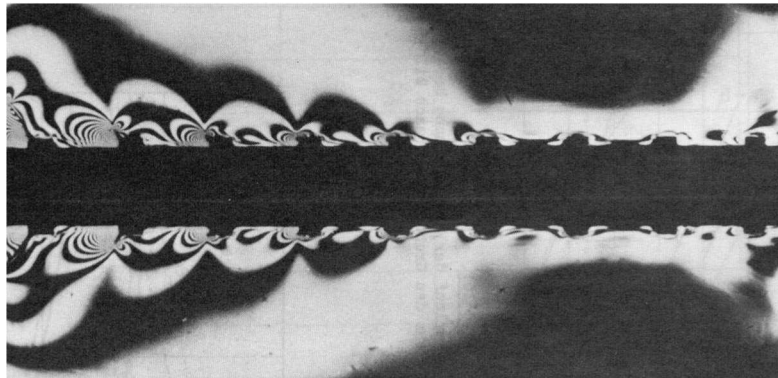


Bild 2.56: Isochromatenverlauf in einem zylindrischen Ausziehkörper aus Araldit mit den Abmessungen $d = 72$ mm, $h = 110$ mm, $d_s = 12$ mm, MARTIN [83]

2.5.1 Stahldehnungsverlauf entlang der Verbundlänge

Wird im Auszieh-, Balken oder Dehnkörperversuch über diskrete Messpunkte entlang des Stabes die Stahldehnung aufgezeichnet, lässt sich über die Änderung der Stahldehnung die mittlere Verbundspannung zwischen zwei Messpunkten mit dem Abstand Δx mittels Gl. (2.30) und somit die lokale Verbundspannungsverteilung bestimmen.

$$\tau_{m,i} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{u_s \cdot \Delta x} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s \cdot d_s}{4 \cdot \Delta x} \quad (2.30)$$

Um die Verbundzone nicht zu stören, wird die Messung der Stahldehnungen oft über Dehnmessstreifen realisiert, die in einer Nut im Inneren des Stahls aufgebracht werden. MAINS [79] und DJABRY [29] wendeten

diese Messmethode bereits in der 1950er Jahren u. a. bei Ausziehversuchen mit profilierten Stäben an. Aus Bild 2.57 geht hervor, dass sich bei den größeren Verbundlängen keine konstante Verbundspannungsverteilung mehr einstellte. Vielmehr stellte sich das Verbundspannungsmaximum in einem Abstand von $4d_s$ bis $5d_s$ vom belasteten Stabende ein und die Verbundspannungen nahmen zum unbelasteten Stabende hin ab.

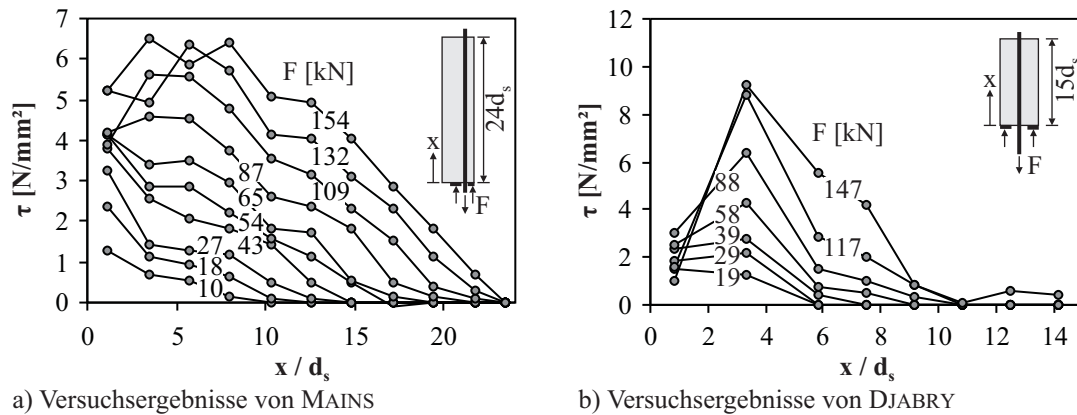


Bild 2.57: Verlauf der Verbundspannungen entlang des einbetonierten Stabes, MAINS [79] und DJABRY [29]

Die Tatsache, dass die im Ausziehversuch über die Verbundlänge gemittelten Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge abnehmen, lässt sich ebenfalls aus dem Stahldehnungsverlauf entlang der Verbundlänge ableiten. Es liegen jedoch nur wenige experimentelle Arbeiten vor, deren Untersuchungsgegenstand der Stahldehnungsverlauf in Abhängigkeit der Verbundlänge war. Aus diesen geht hervor, dass der Stahldehnungsverlauf bei kurzen Verbundlängen weitestgehend linear ist, während die Stahldehnungen bei längeren Verbundlängen am unbelasteten Stabende allmählich auf Null auslaufen, so dass hier kein Schlupf messbar ist. Bei sehr langen Verbundlängen kann es durchaus vorkommen, dass bei der Berechnung der mittleren Verbundspannung nach Gl. (2.1) Bereiche der Verbundlänge mit in Ansatz gebracht werden, in denen der Stab und der Beton bereits die gleiche Dehnung aufweisen, so wie es in Bild 2.58 für $x > 25d_s$ der Fall ist. Dieser Effekt hängt zudem von der Höhe der angreifenden Belastung ab.

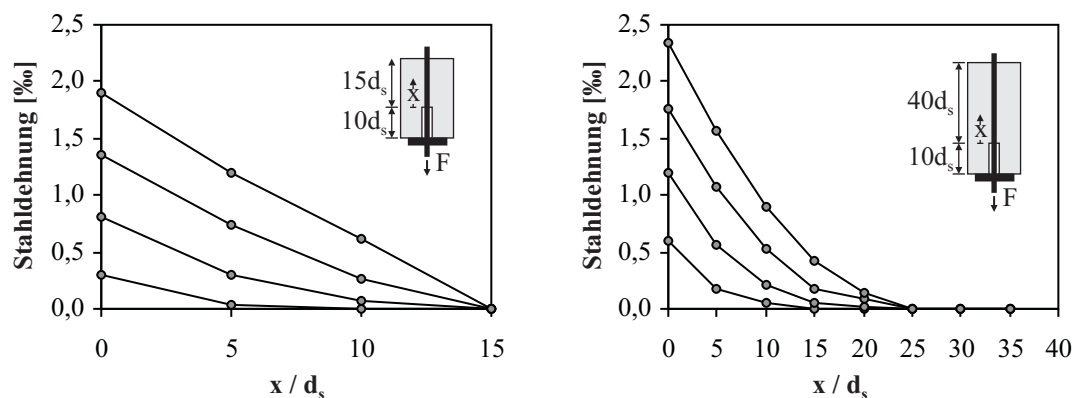


Bild 2.58: Stahldehnungsverlauf im Ausziehversuch, SHIMA ET AL. [136]

WATSTEIN [155, 156] führte in Ausziehversuchen mit gerippten Stäben $\varnothing 19$ und variierender Verbundlänge ebenfalls Stahldehnungsmessungen durch. In Bild 2.59 sind die Stahldehnungsverläufe für verschiedene Laststufen unterhalb der Stahlfließgrenze und die daraus berechneten Verbundspannungsverläufe dargestellt. Hervorgehoben ist die Laststufe, bei der am freien Stabende der Schlupfbeginn verzeichnet wurde. Mit zunehmender Verbundlänge stieg auch die Ausziehkraft am belasteten Stabende, die notwendig war, um am lastfreien Stabende einen Schlupf zu verursachen. Zusätzlich ging der Stahldehnungsverlauf am freien Stabende nach dem Schlupfbeginn von einem konkaven in einen konvexen Verlauf über.

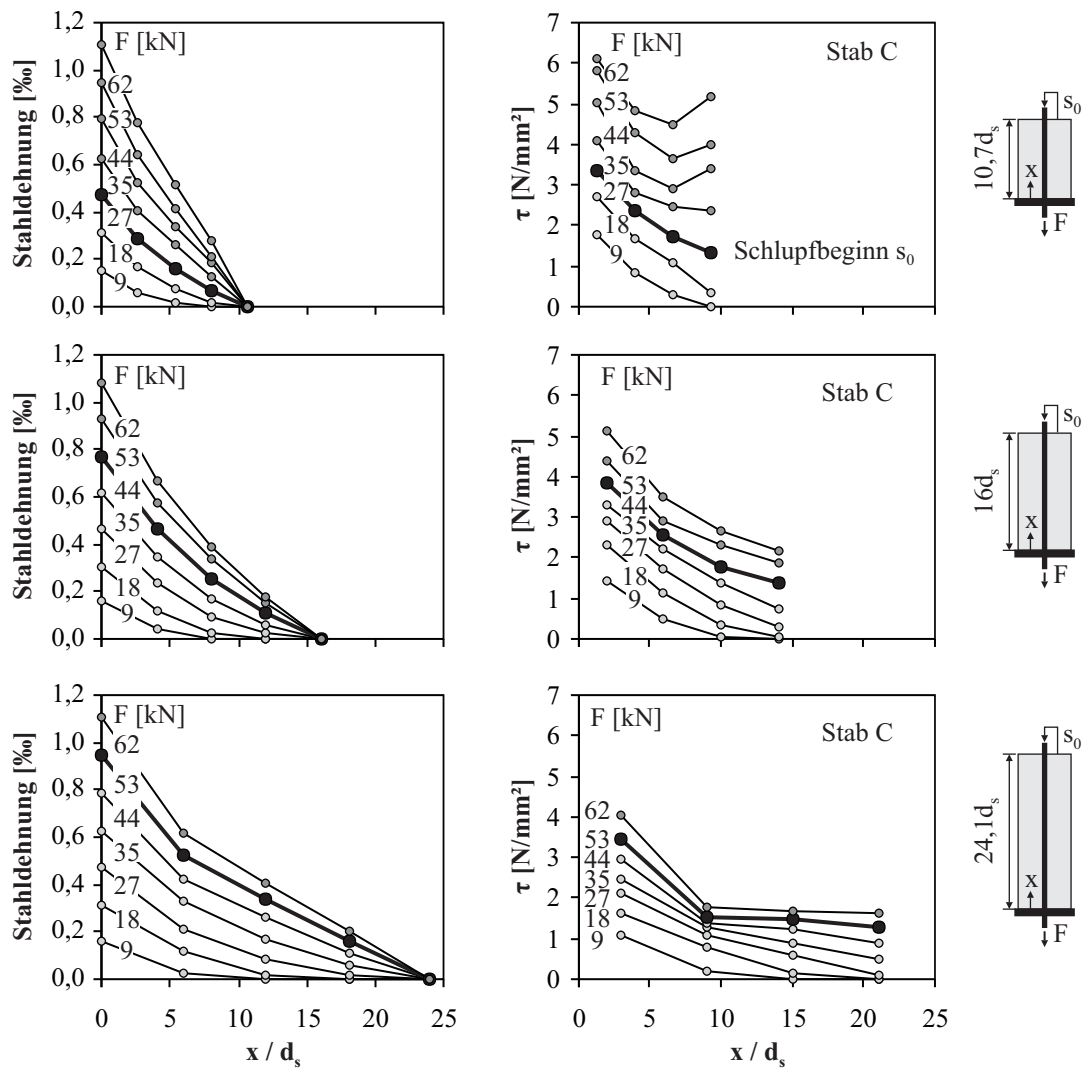


Bild 2.59: Stahldehnungsverlauf im Ausziehversuch bei verschiedenen Verbundlängen, WATSTEIN [155, 156]

Die berechneten Verbundspannungsverläufe lassen darauf schließen, dass für Verbundlängen $l_b \geq 10d_s$ nicht mehr von einer konstanten Verbundspannungsverteilung entlang l_b ausgegangen werden kann. Das Verbundspannungsmaximum befand sich in jedem Fall nahe dem belasteten Stabende. Lediglich bei einer Verbundlänge von $10d_s$ wiesen auch die weiter entfernten Bereiche - jedoch erst nach dem Schlupfbeginn am freien Stabende - höhere Verbundspannungen auf. Hier stieg die Verbundspannung zum unbelasteten Stabende sogar wieder an, was vermutlich durch die gedrungene Probekörperform mit einem Verhältnis von Länge zu Breite $h/b = 1,33$, das Fehlen einer verbundfreien Vorlänge sowie durch die vollflächige Auflagerung des Probekörpers auf einer Stahlplatte verursacht wurde. So wurden durch die Auflagerreaktion während des Ausziehvorgangs vermutlich auch die hinteren Bereiche der Verbundlänge durch (Quer-)Druckspannungen beeinflusst. Bei den größeren Verbundlängen von $16d_s$ und $24d_s$ ($h/b = 2 \dots 3$) war dieser Einfluss nicht so stark ausgeprägt, da die Verbundspannungen zum lastfreien Stabende hin kontinuierlich abnahmen. Zusätzlich sanken die lokalen Verbundspannungsmaxima mit steigender Verbundlänge.

Eine andere Methode zur Schlupfmessung auf Basis von Magnetfeldern wendeten LAHNERT ET AL. [65] an. Hierfür wurden in diskreten Abständen Spulen in den Stahlstab eingebracht, die ein Magnetfeld erzeugten. Im umgebenden Beton waren im Fünf-Millimeter-Abstand von der Stahloberfläche Feldplatten angeordnet, die auf die Magnetfelder durch Änderung des elektrischen Widerstandes reagierten. Die Wirksamkeit dieser Messmethode wurde an Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge durch den Vergleich mit herkömmlichen Schlupfmessmethoden (Wegaufnehmer) überprüft. Die Stahldehnungsmessung erfolgte

in zwei gegenüberliegenden Nuten auf der Stahloberfläche. Die Verbundspannungsverteilung entlang der Verbundlänge von $9d_s$ zeigte einen ähnlichen Verlauf wie bei den WATSTEINschen Versuchen mit einer Verbundlänge von $10,7d_s$. Es bildete sich ein Verbundspannungsmaximum sowohl am belasteten als auch am unbelasteten Stabende aus, dessen Ursache wie schon bei WATSTEIN vermutlich in der Probekörpergeometrie ($h/b = 1,5$) und der vollflächigen Auflagerung sowie der fehlenden verbundfreien Vorlänge zu vermuten ist (Bild 2.60a). Der direkt gemessene Schlupfverlauf hatte den Vorteil, dass auch der Schlupf am freien Stabende direkt abgelesen werden konnte, was bei der Messung von Stahl- und Betondehnungen nicht möglich ist (Bild 2.60b).

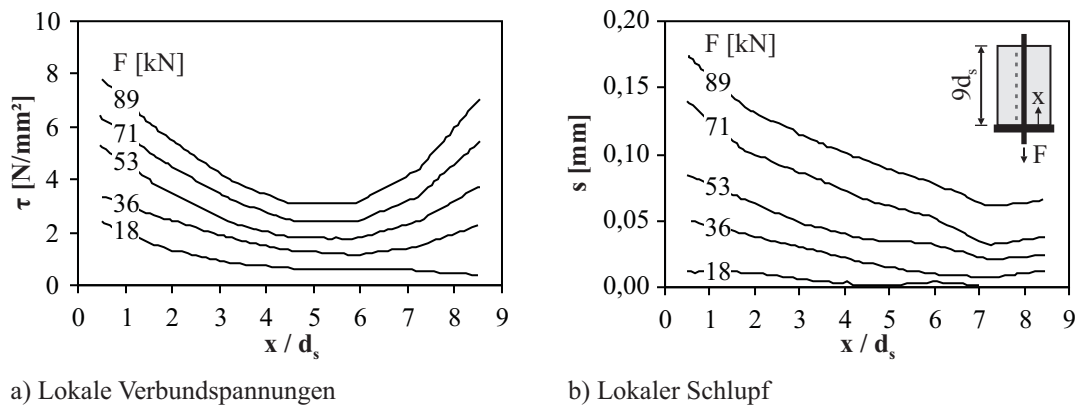


Bild 2.60: Verbundspannungs- und Schlupfverlauf im Ausziehversuch, LAHNERT ET AL. [65]

MÜLLER & EISENBIEGLER [90] führten Eindrückversuche durch, für die die Prüfkörper so ausgebildet wurden, dass zwischen der Stirnfläche des einbetonierten Stabes und dem Beton kein Kontakt bestand. Für die geprüften Verbundlängen von $3d_s$ bis $25d_s$ sind die Stahldehnungsverläufe und die daraus berechneten Verbundspannungsverläufe in Bild 2.61 dargestellt. Mit steigender Verbundlänge stellte sich ein zunehmend nichtlinearer Stahldehnungsverlauf ein, der auf eine nicht konstante Verbundspannungsverteilung zurück schließen lässt. Bis zu einer Verbundlänge von $6d_s$ kann jedoch von einer nahezu konstanten Verbundspannung ausgegangen werden. Bei größeren Verbundlängen stellte sich das Verbundspannungsmaximum in einem Abstand des ca. zwei- bis vierfachen Stabdurchmessers vom belasteten Ende ein. Bei der größten Verbundlänge von $25d_s$ trugen die Bereiche $x \geq 14d_s$ nicht mehr zum Gesamtverbundwiderstand bei. Die lokalen Verbundspannungsmaxima fielen für gleiche Laststufen mit steigender Verbundlänge ebenfalls ab. Sie nahmen für die Laststufe von 70 kN bzw. $\sigma_s = 275 \text{ N/mm}^2$ je nach Verbundlänge Werte zwischen 7 und $23,5 \text{ N/mm}^2$ an.

Die Beobachtungen von WATSTEIN [155, 156] und MÜLLER & EISENBIEGLER [90] konnten SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132] nur bedingt bestätigen. Sie verwendeten für ihre Versuche einen Ausziehkörper nach JANOVIĆ [55], bei dem eine weiche Gummieinlage die Verbundlänge von der verbundfreien Vorlänge trennte. Beim Erreichen der maximalen Ausziehkraft F_{max} wies der Kraftverlauf $F(x)$ unabhängig von der Verbundlänge einen steilen Abfall bis zum unbelasteten Stabende auf (Bild 2.62a), was darauf schließen lässt, dass über die gesamte Verbundlänge Verbundspannungen aktiviert wurden. Die Verbundspannungsverläufe in Bild 2.62b und die Tatsache, dass unabhängig von der Verbundlänge Stabendverschiebungen s_0 beim Erreichen von F_{max} gemessen wurden, bestätigen diese Annahme.

Das erste Verbundspannungsmaximum trat bei ca. $x = 4d_s$ auf, während sich bei den längeren Verbundlängen noch ein Zweites im hinteren Bereich der Verbundlänge einstellte. SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132] begründeten dies mit den sich bogenförmig ausbreitenden Druckkräften aus der Auflagerreaktion, die eine Erhöhung des Verbundwiderstandes am Stabende bewirkten (Bild 2.62).

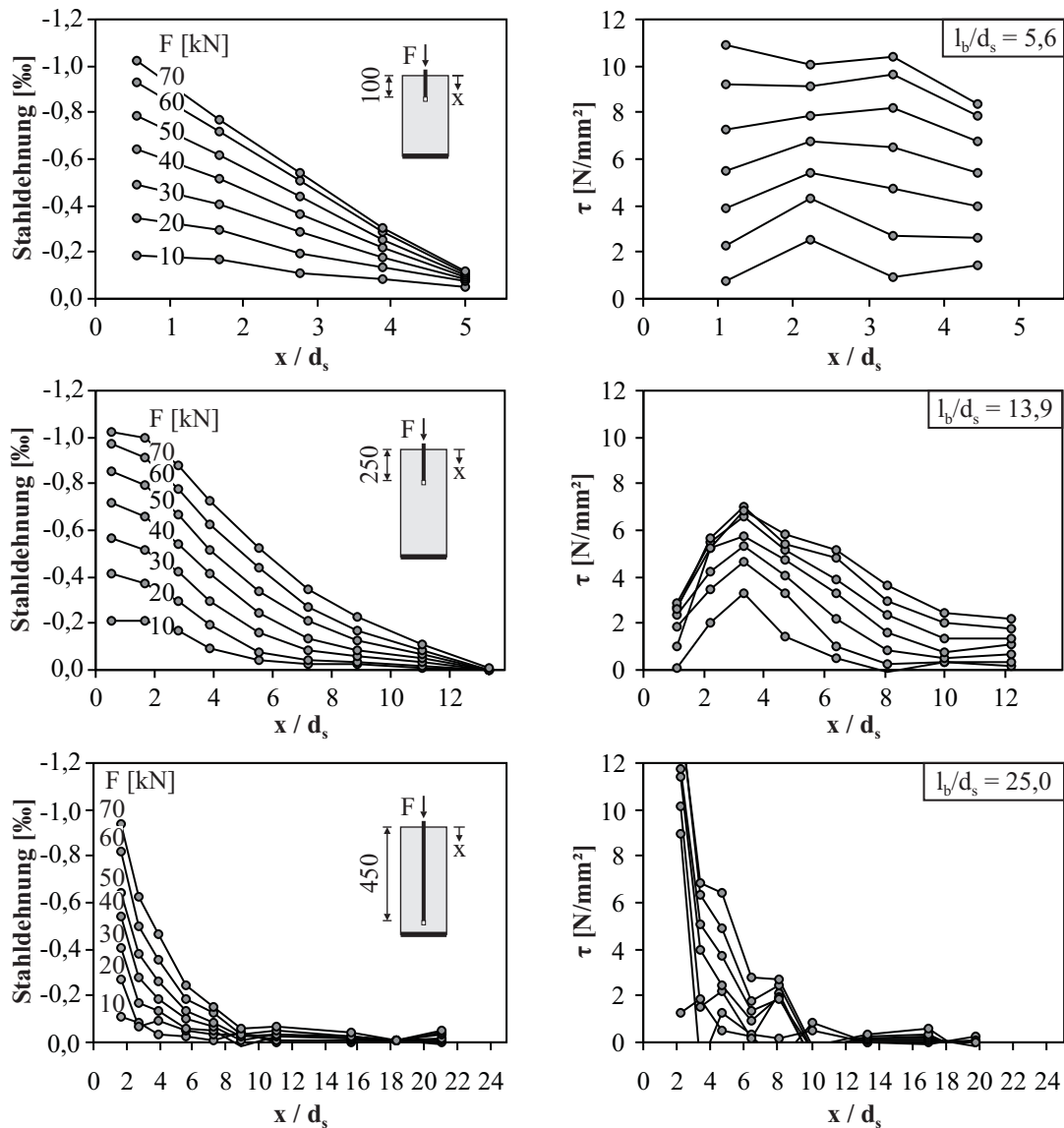


Bild 2.61: Stahldehnungsverläufe in Eindrückversuchen, MÜLLER & EISENBIEGLER [90]

2.5.2 Ortsabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

In Abschnitt 2.2.5 und 2.5.1 konnte anhand von Versuchsergebnissen verschiedenster Forscher gezeigt werden, dass für Verbundlängen kleiner $5d_s$ annähernd von einer konstanten Verbundspannung entlang der Verbundlänge ausgegangen werden kann. Da der Schlupfanteil aus der Änderung der Stahldehnung über diese kurze Verbundlänge im Vergleich zum Schlupf s_0 des freien Stabendes sehr gering ist, tritt entlang des Stabes ebenfalls ein annähernd konstanter Schlupfverlauf auf. Somit kann eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung abgeleitet werden, die für die gesamte Verbundlänge Gültigkeit besitzt.

Liegen größere Verbundlängen vor, wie z. B. in einem gerissenen Stahlbetonbauteil in etwa der halbe Rissabstand, treten die Einflussfaktoren des Verbundwiderstandes entlang des Stabes einerseits in unterschiedlicher Größe und andererseits in verschiedenster Kombination auf. Dabei ist vor allem der Spannungs- und Verformungszustand des umgebenden Betons als maßgebende Größe anzusehen, vgl. ALVAREZ [7]. Wird die komplexe, räumliche Verbundtragwirkung auf eine nichtlineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung reduziert, so lässt sich eine reale Verbundlänge nicht mit einer von der Position unabhängigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschreiben. Daher wird häufig von einer „Ortsabhängigkeit“ gesprochen.

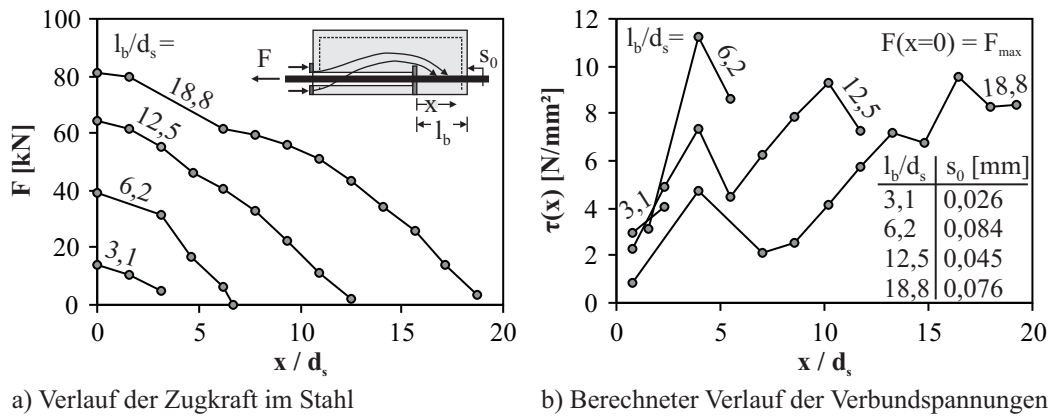


Bild 2.62: Einfluss der Verbundlänge auf den Zugkraft- und Verbundspannungsverlauf, SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132]

Der Verbundspannungsverlauf entlang des Stabes lässt sich bei langen Verbundlängen aus den gemessenen Stahldehnungen nach Gl. (2.30) ermitteln. Der Schlupf wiederum wird durch die Integration der Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton zuzüglich einer eventuell vorhandenen Stabendverschiebung s_0 bestimmt. Da es jedoch versuchstechnisch sehr aufwändig ist, die Betonverformungen in unmittelbarer Stabnähe zu messen, ohne den Verbund zu stören, wird darauf häufig verzichtet und die Betondehnung bei der Berechnung des Schlupfs nach Gl. (2.31) vernachlässigt. Laut ALVAREZ [7] resultieren ortsabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen daher nur aus „der Unzulänglichkeit in der Erfassung der wesentlichen Einflüsse in einem entsprechend ortsunabhängigen Verbundgesetz“.

$$s(x) = s_0 + \int_0^x (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) dx \simeq s_0 + \int_0^x \varepsilon_s(x) dx \quad (2.31)$$

WATSTEIN [156] veröffentlichte bereits 1947 experimentell ermittelte ortsabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Rippenstahl und drei verschiedene Verbundlängen. Dabei wurden bei der Berechnung des Schlupfs die Betonverformungen berücksichtigt, die jedoch auf nicht bekannte Art und Weise abgeschätzt wurden. Prinzipiell ergab sich für das belastete Stabende der größte Kurvenanstieg mit den größten erreichten Verbundspannungen. Mit zunehmendem Abstand zum belasteten Stabende verliefen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen flacher, wobei jedoch die Unterschiede der lokalen Beziehungen für die entfernteren Positionen $x \geq 0,25 \cdot l_b$ mit zunehmender Verbundlänge abnahmen (Bild 2.63).

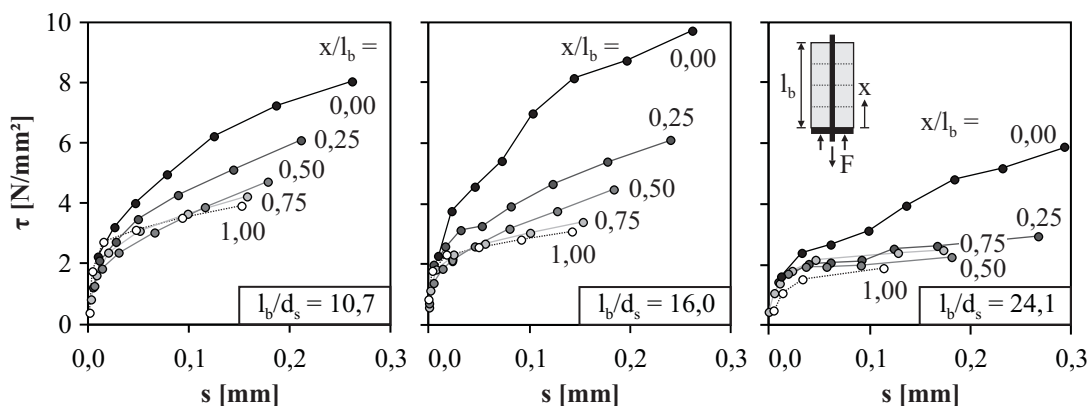


Bild 2.63: Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen am Ausziehkörper, WATSTEIN [156]

Wird bei den Versuchen von LAHNERT ET AL. [65] zunächst nur die erste Hälfte der Verbundlänge betrachtet, so verliefen die lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ebenso wie bei WATSTEIN mit zuneh-

memdem Abstand zum belasteten Stabende flacher, wobei die Unterschiede in den einzelnen Kurven eher moderat ausfielen (Bild 2.64). Abweichend zu WATSTEIN ergaben sich jedoch für das lastfreie Stabende steilere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen als für das belastete Stabende, da die Verbundspannungen hier zwar ungefähr in der gleichen Größenordnung lagen, die dazugehörigen Schlupfwerte aber wesentlich geringer ausfielen. Die widersprüchlichen Angaben von WATSTEIN und LAHNERT ET AL. können auf die unterschiedlichen Arten der Schlupfermittlung zurückgeführt werden. Während LAHNERT ET AL. eine direkte Messung des Schlupfs vornahmen, zeichnete WATSTEIN die Stahldehnungen und den Schlupf am freien Stabende auf und traf für die Berechnung des Schlupfverlaufs nur Annahmen für die Betondehnungen.

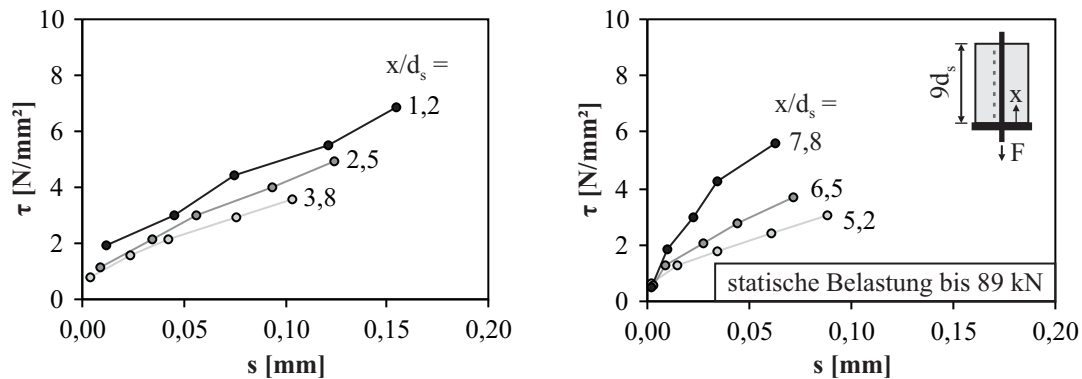


Bild 2.64: Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen am Ausziehkörper, LAHNERT ET AL. [65]

NILSON [99] zeichnete an Dehnkörpern sowohl die Stahldehnungen als auch die Betondehnungen in unmittelbarer Stabnähe mit internen Dehnmessstreifen auf. Der Schlupf wurde direkt aus den aufsummierten Dehnungsdifferenzen bestimmt. Im Gegensatz zu WATSTEIN trat bei allen drei Prüfkörpern der größte Kurvenanstieg mit den größten Verbundspannungswerten in der Mitte der Probekörper im Abstand $x = 6d_s$ vom belasteten Stabende auf (Bild 2.65). Mit geringerem Abstand zum belasteten Stabende wurden die Anstiege der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen flacher und die Unterschiede der lokalen Kurven geringer. Weiterhin ist die nicht unerhebliche Streuung der Verbundspannungen unter sonst gleichen Randbedingungen zu bemerken. Während sich die lokalen Verbundspannungen zum einen kaum unterschieden, waren bei zwei Versuchen große Unterschiede zwischen den lokalen Verbundspannungen bei $x = 6d_s$ im Vergleich zu den restlichen Messpunkten zu beobachten.

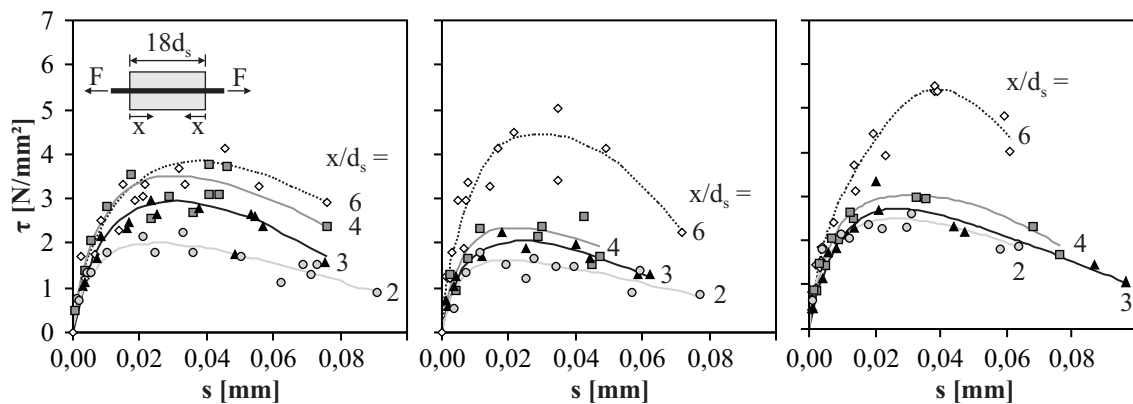


Bild 2.65: Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen am Dehnkörper, NILSON [99]

Aus den Versuchsergebnissen leitete NILSON die folgende Beziehung zwischen der bezogenen maximalen Verbundspannung und dem Abstand x vom belasteten Stabende ab.

$$\frac{\tau_{max}}{\sqrt{f_c}} = 1,43 \cdot x + 1,5 \quad \text{mit } \tau_{max} \text{ und } f_c \text{ in [psi]; } x \text{ in [inch]} \quad (2.32)$$

Die Ergebnisse von KANKAM [56] bestätigten die Beobachtungen von NILSON, dass die Kurven mit zunehmendem Abstand zum belasteten Stabende einen stärkeren Anstieg haben (Bild 2.66a). Aus den Versuchsergebnissen leitete KANKAM die folgende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Entfernung x' vom freien Stabende ab.

$$\tau = (35 \text{ N/mm}^2 - 0,3 \cdot x') \cdot \sqrt{s} \quad \text{mit } \tau \text{ in [N/mm}^2\text{]; } x' \text{ und } s \text{ in [mm]} \quad (2.33)$$

SHIMA ET AL. [136] gehen davon aus, dass sich die experimentell ermittelte sogenannte „Ortsabhängigkeit“ der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nur aus der Tatsache ergibt, dass der an einer bestimmten Stabposition auftretende Schlupf und die zugehörige Stahldehnung nicht zugeordnet sind, sondern entlang des Stabes in beliebiger Kombination auftreten können. Eine Ausnahme bildet hierbei der voll verankerte Stab, bei dem am Stabende die Randbedingungen $s_0 = 0$ und $\varepsilon_{s,0} = 0$ gelten.

Zur Überprüfung dieser Theorie wurden Ausziehversuche mit verschiedenen Verbundlängen von $5d_s$ bis $40d_s$ mit einer sehr großen Betondeckung von $c/d_s = 10$ sowie unterschiedlichen Bewehrungsmaterialien aus Stahl und Aluminium durchgeführt. Aufgrund der großen Betondeckung wurden die Betonverformungen als vergleichsweise klein und damit vernachlässigbar angenommen. Im Ausziehversuch berechnete sich der Schlupf ausgehend vom freien Stabende aus dem Stabendschlupf s_0 und den aufsummierten Stahldehnungen. Im gleichen Abstand vom freien Stabende ergaben sich im Ausziehversuch abweichende lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen infolge unterschiedlicher Verbundlängen (Bild 2.66b).

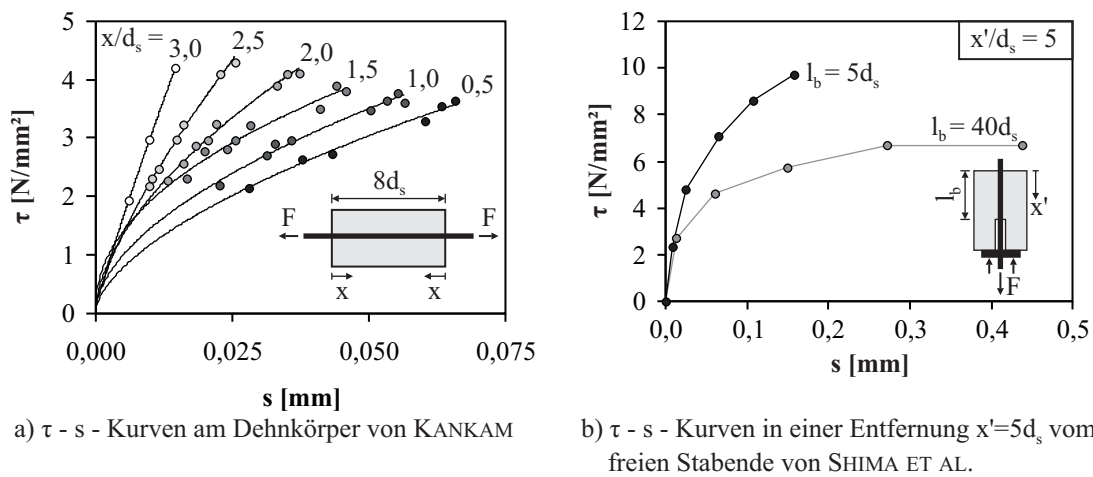


Bild 2.66: Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen am Dehnkörper von KANKAM [56] und am Ausziehkörper mit kurzer und langer Verbundlänge von SHIMA ET AL. [136]

Schließlich formulierten SHIMA ET AL. [136] mit Gl. (2.34) ein Verbundgesetz unter Berücksichtigung der Stahldehnung, welches aus ihrer Sicht die scheinbare Ortsabhängigkeit für alle möglichen Randbedingungen korrekt erfasst.

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{0,73 \cdot (\ln(1 + 5000 \cdot s/d_s))^3}{1 + \varepsilon_s \cdot 10^5} \quad (2.34)$$

Wichtige Einflüsse, wie der Spannungszustand in der Umgebung der Bewehrung, die Größe der Betondeckung oder die Ablösung des Betons von der Bewehrung am Rissufer, werden jedoch nicht berücksichtigt, vgl. ALVAREZ [7].

2.6 Übertragbarkeit der Ergebnisse von Verbundversuchen

2.6.1 Vorbetrachtungen

Ausziehversuche eignen sich sehr gut als Vergleichsversuche, da sie relativ einfach und schnell in großer Anzahl durchgeführt werden können. Sie finden daher häufig Anwendung, um verschiedene Einflussfaktoren des Verbundes, wie z. B. die Betondruckfestigkeit oder die Oberflächenprofilierung des Stabes, zu untersuchen. Eine Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf echte Bauteilsituationen ist jedoch nicht direkt möglich, da sich die Spannungszustände im Ausziehversuch und im Bauteil zum Teil erheblich unterscheiden.

Im Gegensatz zu einem Stahlbetonbauteil unter Biege- oder zentrischer Zugbelastung unterliegt der umgebende Beton und die Verbundzone im Ausziehversuch einer Druckbeanspruchung. Durch die Auflagerung und Anordnung einer verbundfreien Vorlänge findet im umgebenden Beton eine Querdehnungsbehinderung statt. Weiterhin führt die Anordnung einer verbundfreien Vorlänge zur Mitwirkung von Probekörperbereichen, die außerhalb der Verbundlänge liegen (vgl. Abschnitt 2.2.3). Im Bereich kleinerer Schlupfwerte vor dem Verbundversagen konnten MARTIN & NOAKOWSKI [86] und SHIMA ET AL. [136] keinen Einfluss der verbundfreien Vorlänge feststellen. Dagegen stiegen die maximalen Verbundspannungen bei Spaltbruchversagen mit steigender Vorlänge stark an [86], siehe Bild 2.33. KURZ [64] zeigte mittels der FE-Modellierung von Ausziehversuchen die Ausdehnung von inneren Spalttrissen in Richtung des belasteten Stabendes über die Verbundlänge hinaus ab Verschiebungswerten größer 0,1 mm.

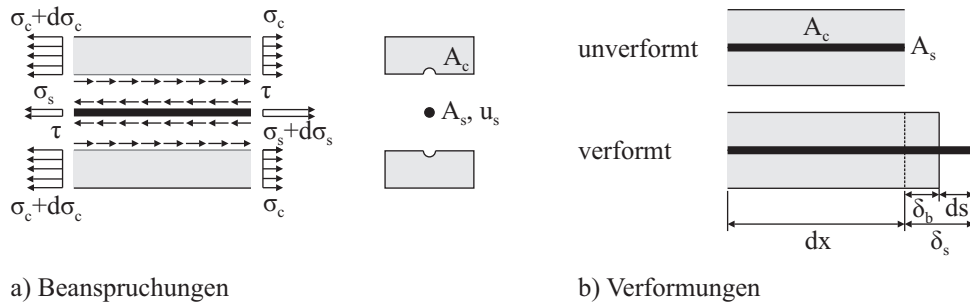
In den meisten Ausziehversuchen ist die Verbundlänge kürzer als die notwendige Verankerungslänge der am Stab angreifenden Belastung. Dies hat zur Folge, dass am unbelasteten Stabende ab einer bestimmten Ausziehkraft ein Schlupf s_0 auftritt, so dass hier die Randbedingungen $\varepsilon_s = 0$ und $s_0 > 0$ gelten. In einem Bauteil mit ausreichender Verankerungslänge hingegen laufen zum unbelasteten Stabende hin die Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton allmählich auf Null aus, so dass hier kein Schlupf des lastfreien Stabendes auftritt. Die im Ausziehversuch auftretenden Verschiebungen über die gesamte Verbundlänge führen zu einer deutlich höheren Verbundbeanspruchung, als dies im Bauteil der Fall ist.

2.6.2 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Die in Verbundversuchen mit kurzer Verbundlänge ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen $\tau(s)$ werden meist als „lokales“ Verbundgesetz betrachtet, welches an jeder Stelle des einbetonierten Stabes Gültigkeit besitzt. Mit Hilfe der Betrachtung eines differentiellen Stabelementes dx lassen sich damit die Verläufe der Stahl- und Betonspannung bzw. -dehnung, der Verbundspannung und des Schlupfs für eine beliebig lange Einbettungslänge bestimmen. Daraus wiederum können Aussagen über notwendige Verankerungslängen sowie Rissabstände und Rissbreiten abgeleitet werden.

Über das Kräftegleichgewicht am differentiellen Stabelement lässt sich ableiten, dass die über die Verbundwirkung eingeleitete Kraft genau der Änderung der Kraft im Bewehrungsstahl und im umgebenden Beton entspricht (Bild 2.67a).

$$\tau(x) \cdot u_s \cdot dx = d\sigma_s(x) \cdot A_s = -d\sigma_c(x) \cdot A_c \quad (2.35)$$

**Bild 2.67:** Differentielles Verbundelement, KRIPS [63]

Neben dem Kräftegleichgewicht müssen auch die Verträglichkeitsbedingungen erfüllt sein (Bild 2.67b). Unter der Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte ergibt sich aus der Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton die Verschiebungsänderung bzw. die Änderung des Schlupfs zu

$$ds(x) = (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (2.36)$$

Aus den Stahl- und Betonspannungen werden mittels eines linear-elastischen Materialgesetzes die zugehörigen Dehnungen abgeleitet.

$$ds(x) = \left(\frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \right) \cdot dx \quad (2.37)$$

Durch Differenzieren ergibt sich

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{d\sigma_s(x)}{dx \cdot E_s} - \frac{d\sigma_c(x)}{dx \cdot E_c} \quad (2.38)$$

Wird nun Gl. (2.35) eingesetzt, folgt daraus die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes.

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{\tau(x) \cdot u_s}{E_s \cdot A_s} - \frac{\tau(x) \cdot u_s}{E_c \cdot A_c} \quad (2.39)$$

Die in Gl. (2.39) benötigte Verbundspannung $\tau(x)$ ergibt sich aus der Verteilung $s(x)$ über das lokale Verbundgesetz $\tau(s)$.

$$\tau(x) = \tau(s(x)) \quad (2.40)$$

Die Differentialgleichung zweiter Ordnung nach Gl. (2.39) kann nur für spezielle Ansatzfunktionen $\tau(s)$ und Randbedingungen geschlossen gelöst werden, vgl. KRIPS [63], MARTIN [83] und REHM [107].

2.6.3 Schrittweise Integration mittels Verbundgrundgesetzen

Um den hohen Rechenaufwand der geschlossenen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes zu umgehen, wendete MARTIN [83] das Verfahren der schrittweisen Integration an. Bei genügend kleiner Wahl der Schrittweite Δx kann die Genauigkeit dieser Näherungslösung an die tatsächliche Lösung angepasst werden. MARTIN [83] und REHM [107] empfahlen daher, eine Schrittweite Δx gleich dem Stabrippenabstand c_s zu wählen. Konsequenterweise müsste jedoch die Schrittweite Δx ebenfalls der Verbundlänge des zugrunde liegenden lokalen Verbundgesetzes entsprechen.

Unter Vorgabe der am unbelasteten Stabende herrschenden Stahlspannung $\sigma_{s,0}$ und des Schlupfs s_0 berechnete MARTIN [83] die Verläufe der Stahlspannung, der Verbundspannung und des Schlupfs entlang der Verbundlänge anhand der folgenden Gleichungen (Bild 2.68).

$$\tau_i = f(s_i) \quad (2.41)$$

$$F_{b,i} = u_s \cdot \Delta x \cdot \tau_{i-1} \quad (2.42)$$

$$\sigma_{s,i} = \sigma_{s,i-1} + \frac{F_{b,i}}{A_s} \quad (2.43)$$

$$s_i = s_{i-1} + \frac{\sigma_{s,i-1} + \sigma_{s,i}}{2 \cdot E_s} \cdot \Delta x \quad (2.44)$$

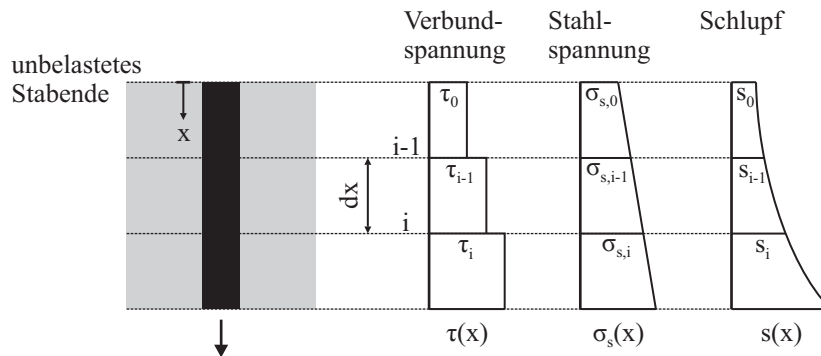


Bild 2.68: Schrittweise Integration entlang der Verbundlänge, MARTIN [83]

Aus Gründen der Vereinfachung wurden die Betonspannungen nicht berücksichtigt. Unter der Annahme, dass sich der gesamte Betonquerschnitt an der Lastaufnahme beteiligt, führte diese Vernachlässigung bei Druckausziehkörpern zu 10 % bis 15 % geringeren Stahlspannungen, vgl. REHM [107]. Die über die Verbundlänge l_b gemittelte Verbundspannung τ_m ergibt sich nach Gl. (2.45).

$$\tau_m = \frac{1}{l_b} \cdot \sum \tau_{m,i} \cdot \Delta x \quad (2.45)$$

MARTIN [83] berechnete aus den von REHM ET AL. [112] angegebenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die an Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $7d_s$ und $10d_s$ ermittelt wurden, mittels der schrittweisen Integration sogenannte Verbundgrundgesetze für die gewählte Schrittweite des einfachen Rippenabstandes. Diese unterschieden sich jedoch nur minimal von den ursprünglichen Versuchskurven (Bild 2.69a). Da über die relativ kurze Verbundlänge die anhand des Stahldehnungsverlaufs berechneten Schlupfdifferenzen im Vergleich zum Schlupf s_0 am unbelasteten Stabende verschwindend gering waren, ergab sich in der Berechnung ein nahezu konstanter Verbundspannungsverlauf entlang der Verbundlänge. Die Rechenergebnisse stellen somit einen Widerspruch zu realen Versuchsergebnissen dar, wo zum Teil deutliche Unterschiede zwischen den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verschiedener Verbundlängen auftraten, vgl. Abschnitt 2.2.5.

Anhand der Verbundgrundgesetze ermittelte MARTIN [83] nach Gl. (2.41) bis (2.44) die Stahlspannungs-, Verbundspannungs- und Verschiebungsverläufe entlang des Stabes. Für den Bruchzustand wurden für das *belastete Stabende* zulässige Bruchverschiebungen in Abhängigkeit der Betonfestigkeit und der bezogenen Rippenfläche definiert, die nicht überschritten werden dürfen. Die Bestimmung dieser Bruchverschiebungen erfolgte ebenfalls an den Ausziehversuchen von REHM ET AL. [112]. Diese wurden zu 75 % des Mittelwertes der im Versuch festgestellten Verschiebung des *unbelasteten Stabendes* bei Verbundversagen definiert, wobei nicht bekannt ist, welche Versagensart bei den betrachteten Versuchen auftrat. Die Versuchsergeb-

nisse lassen jedoch darauf schließen, dass mindestens die Versuche mit einem Spaltbruchversagen für die Betrachtung herangezogen wurden (Bild 2.69b).

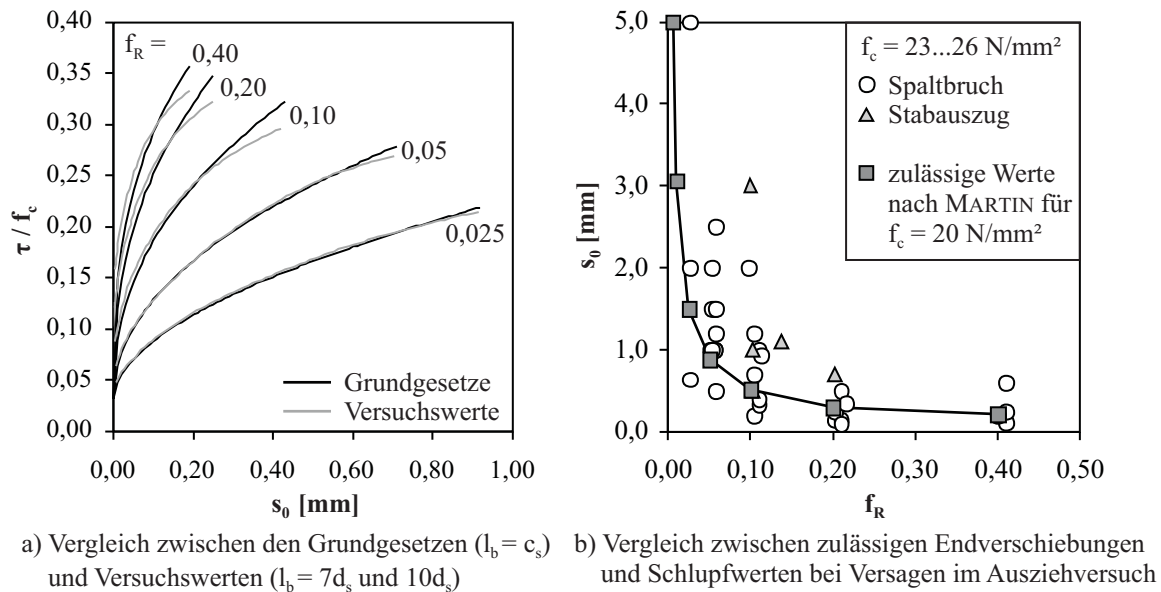


Bild 2.69: Vergleich der Rechenannahmen von MARTIN [83] mit den Versuchsergebnissen von REHM ET AL. [112]

Mittels der schrittweisen Integration bestimmte MARTIN die Verbundlänge l_b , bei der die definierte zulässige Endverschiebung nicht wie im Versuch am unbelasteten sondern am belasteten Stabende auftrat. Weiterhin galt für das unbelastete Stabende die Randbedingung $\sigma_s = 0$. Aus dem berechneten Verbundspannungsverlauf wurde eine gemittelte Verbundspannung über die Verbundlänge berechnet. Diese mittlere Verbundspannung geteilt durch einen Sicherheitsfaktor von 2,1 ergibt laut MARTIN die zulässige Verbundspannung für die Bemessung im Bruchzustand. Der Vergleich mit den Werten nach DIN 1045 (1972) [20] zeigte eine gute Übereinstimmung (siehe Tabelle 2.2). Problematisch bei dem gewählten Verschiebungskriterium für das belastete Stabende war, dass jedoch die zugehörigen berechneten Stahlspannungen am belasteten Stabende die Fließgrenze des Stahls teilweise stark überschritten. Mit dem Kriterium der Fließgrenze als zulässigen Stahlspannung am belasteten Stabende ergeben sich kürzere Verankerungslängen, was nach MARTIN einen (ungewollten) Schlupf am lastfreien Stabende zur Folge hat.

Tabelle 2.2: Zulässige Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20] und MARTIN [83]

Druckfestigkeit	200	300	400	500	600	[kp/cm ²]
DIN 1045 (1972) [20]	14	18	22	26	30	[kp/cm ²]
MARTIN [83]	14	20	25	30	34	[kp/cm ²]

IDDA [54] verwendete ebenfalls die schrittweise Integration um aus lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzen zulässige mittlere Verbundspannungen zu bestimmen. Folgende Kriterien wurden für die Bemessung festgelegt:

- Gebrauchszustand: Am unbelasteten Stabende ist die Stahlspannung $\sigma_{s,0} = 0$ und der Schlupf $s_0 = 0,01 \text{ mm}$. Am belasteten Stabende ist die zulässige Stahlspannung für den Gebrauchszustand einzuhalten ($\sigma_{s,u} = f_{yk}/\gamma_{GZG}$).
- Bruchzustand: Am unbelasteten Stabende ist die Stahlspannung $\sigma_{s,0} = 0$ und der Schlupf $s_0 = 0,1 \text{ mm}$. Am belasteten Stabende ist die zulässige Stahlspannung für den Bruchzustand einzuhalten ($\sigma_s = f_{yk}/\gamma_{GZT}$).

2.6.4 Verformungskriterien

Das von RÜSCH im Jahre 1952 vorgelegte „Versuchsprogramm über Tastversuche zur Entwicklung der geeignetsten Prüfverfahren für die Beurteilung der hochfesten Betonstähle im Hinblick auf die zulässigen Stahlspannungen im Stahlbetonbau“ sah insgesamt über 1200 Ausziehversuche vor, um die wichtigsten Einflüsse auf das Verbundverhalten der neuen hochfesten Rippenstähle zu untersuchen. Mit dem Ausziehversuch sollte ein Standardversuch entwickelt werden, „der eine qualitativ richtige Einstufung der Verbundfestigkeit verschiedener Stahlprofile gestattet“, vgl. RÜSCH & REHM [127]. Laut REHM [109] wurden in internationalen Gremien zahlreiche Vorschläge diskutiert, welches Kriterium verwendet werden kann, um mittels eines Ausziehversuchs eine Verbundspannung abzuleiten, die für die Bemessung in den Grenzzuständen geeignet ist. Es wurde u. a. darüber nachgedacht, einen mittleren Verbundspannungswert für die Schlupfwerte $s_0 = 0,01$ mm bis 0,5 mm zu bilden oder die drei Einzelwerte der Verbundspannung für einen Schlupf $s_0 = 0,1$ mm, 0,2 mm und 0,5 mm heranzuziehen. REHM selbst vertrat die Auffassung, die Verbundspannung bei einem Schlupf $s_0 = 0,1$ mm sowie die Verbundspannung und den zugehörigen Schlupf Verschiebung bei Verbundversagen für die Auswertung von Ausziehversuchen zu verwenden [110].

BONZEL ET AL. [14] gaben als Erläuterung zu den zulässigen Verbundspannungswerten in DIN 1045 (1972) [20] an, dass generell für alle Verankerungsarten als Kriterium für die Bemessung im Gebrauchszustand eine zulässige Stabendverschiebung von $s_0 = 0,01$ mm herangezogen wurde. Zusätzlich durfte eine Verschiebung des freien Stabendes von 0,1 mm unter 1,75-facher Gebrauchslast nicht überschritten werden. Dabei lagen die 5 %-Quantilwerte der Versuchsdaten zugrunde.

Im Heft 300 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [111] wurde zu eben diesen Verbundspannungen weiterhin folgendes erläutert: „Die zulässigen Verbundspannungen [nach DIN 1045 (1978), Anm. d. Verf.] wurden aus Versuchen mit Ausziehkörpern abgeleitet, bei denen der Verbundbruch durch Herausziehen der Stäbe erfolgte [8] [MARTIN [83], Anm. d. Verf.]. Sie wurden in Übereinstimmung mit [1] [DIN 1045 (1972) [20], Anm. d. Verf.] so festgelegt, daß am Beginn einer Verankerung (Krafteinleitung) im Gebrauchszustand die Einhaltung der zulässigen Rißbreiten und eine mindestens 2,1-fache Sicherheit gegenüber Erreichen von kritischen Gleitungen gewährleistet ist. Die Grundwerte für Rippenstäbe sind verhältnismäßig gering, um auch Spaltrisse bzw. Betonabplatzungen unter 'normalen' Verhältnissen auszuschließen.“

In Bild 2.70 sind die Versuchsergebnisse von REHM ET AL. [112], die MARTIN [83] ebenfalls für seine Bemessungsverbundspannungen verwendete, den zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20] gegenübergestellt. Die 5 %-Quantilwerte der Verbundspannungen $\tau_{0,1}$ spiegeln sich in den damaligen normativen Verbundspannungen gut wider (Bild 2.70a). Werden nur die Versuchsergebnisse der Stäbe mit üblichen f_R -Werten zwischen 0,05 und 0,15 berücksichtigt, dann stimmen die Versuchswerte $\tau_{0,1;5\%}$ mit den genormten Werten überein (Bild 2.70b). Im Mittel fallen die Verbundspannungen $\tau_{0,1;50\%}$ deutlich höher als die genormten Werte aus. Nach dem Einsetzen des geforderten Sicherheitsbeiwerts von 2,1 für Verbundversagen, ergibt sich ausgehend von den Mittelwerten ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen den Verbundspannungen $\tau_{0,1;50\%}/2,1$ von REHM ET AL. [112] und den normativen Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20] (Bild 2.70c und d).

Bei den Ausziehversuchen von REHM ET AL. [112] trat auch in einigen Fällen ein Stabauszug als Verbundversagen auf. Bei diesen Versuchen fiel jedoch die maximale Verbundspannung τ_{max} meist nur unwesentlich höher als die Verbundspannung τ_{sp} aus. In Bild 2.71 wird ersichtlich, dass die 5 %-Quantilwerte ebenfalls in der Größenordnung der zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20] liegen. Im Heft 300 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton [111] wurde zwar explizit auf die Versuche mit Stabauszug hingewiesen, es war jedoch weiterhin von kritischen Gleitungen die Rede. Es erscheint daher eher unwahrscheinlich, dass der maximale Verbundwiderstand bei Ausziehversagen die Grundlage für die Bemessungsverbund-

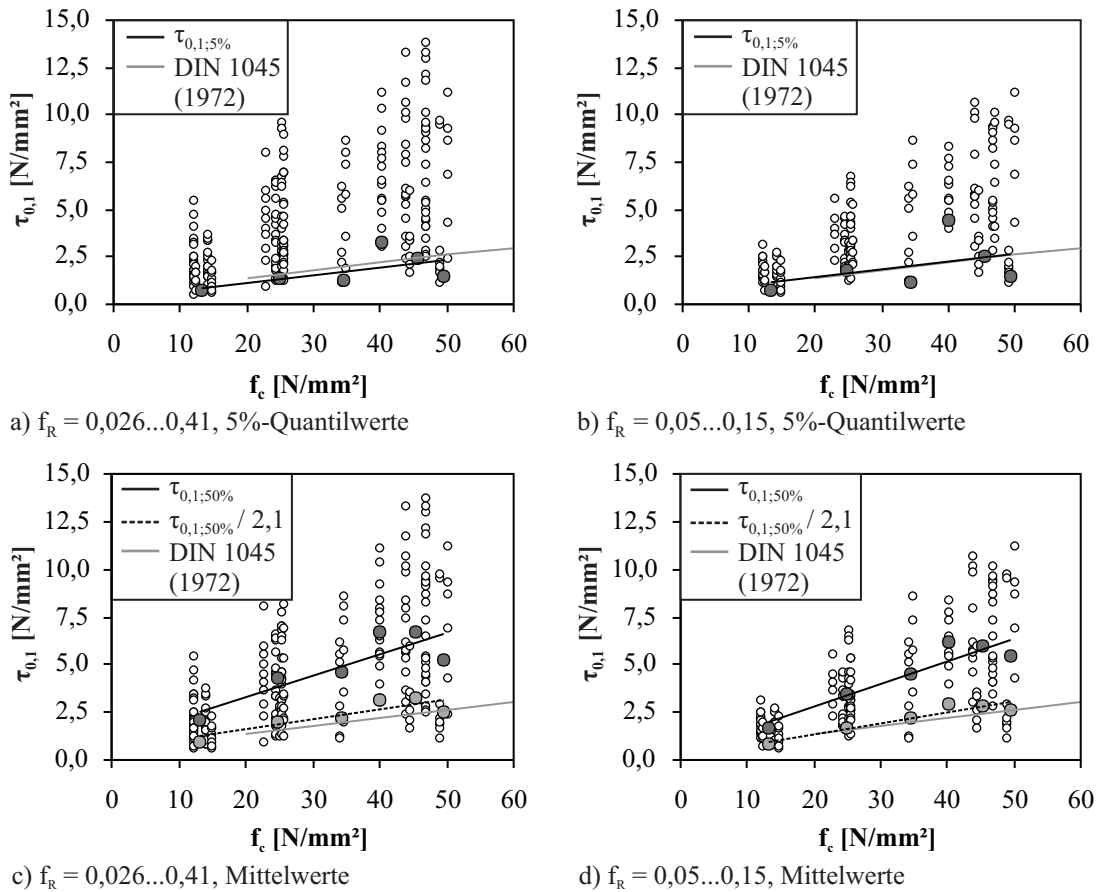


Bild 2.70: Vergleich der Versuchsdaten $\tau_{0,1}$ an Ausziehversuchen mit Verbundlängen von $7d_s$ und $10d_s$ von REHM ET AL. [112] mit den zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20]

spannungen bildete, zumal dazu nur eine sehr geringe Datenmenge im Datensatz von REHM ET AL. [112] vorlag.

Auch LEONHARDT berichtete in der 1. Auflage seiner „Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau“ [70], dass als Rechenwert der Verbundfestigkeit diejenige Verbundspannung angesetzt wurde, die im Ausziehversuch bei einem Schlupf des freien Stabendes von 0,1 mm auftritt. Er berief sich dabei auf REHM [108], der die von MARTIN & NOAKOWSKI [86] dokumentierten Ausziehversuche mit einer Verbundlänge von $10d_s$ heranzog und folgende Gleichung für $\tau_{0,1}$ in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit angab.

$$\frac{\tau_{0,1}}{f_c} = 0,045 + 1,5 \cdot f_R \quad \text{für mittig liegende Stäbe} \quad (2.46)$$

Später wurde diese Gleichung von MARTIN & NOAKOWSKI [85] in modifizierter Form publiziert.

$$\frac{\tau_{0,1}}{f_c} = 0,030 + 1,5 \cdot f_R \quad \text{für mittig liegende Stäbe} \quad (2.47)$$

$$\frac{\tau_{0,1}}{f_c} = 0,090 + 2,8 \cdot f_R \quad \text{für mittig stehende Stäbe} \quad (2.48)$$

Jedoch wurde diese Aussage in der 3. Auflage des selben Buches [71] in der Form modifiziert, dass es sich bei den Rechenwerten der Verbundfestigkeit um gemittelte Verbundspannungen über längere Verbundlängen handelt, die mit Hilfe von Verbundgesetzen auf theoretischer Grundlage berechnet wurden und näherungsweise der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ entsprechen, vgl. hierzu das Verfahren der schrittweisen Integration nach MARTIN [83], Abschnitt 2.6.3.

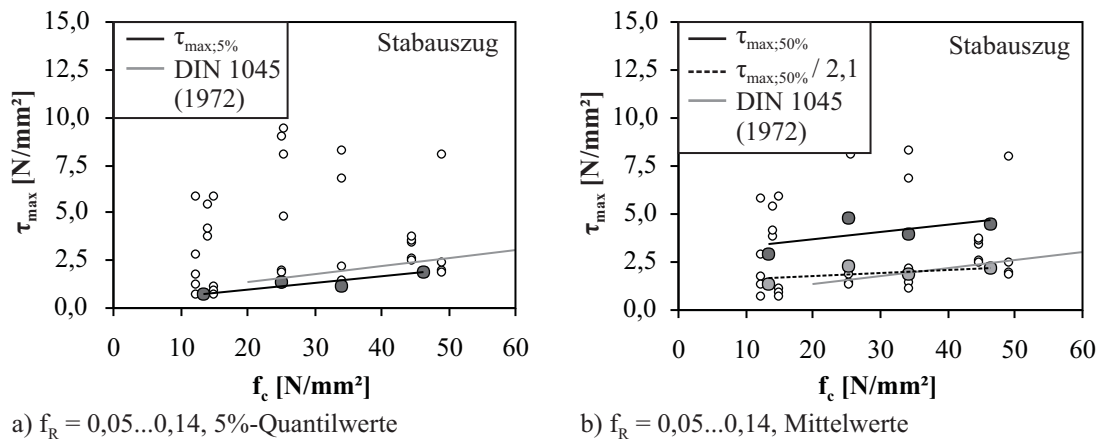


Bild 2.71: Vergleich der Versuchsdaten τ_{max} an Ausziehversuchen mit Verbundlängen von $7d_s$ und $10d_s$ von REHM ET AL. [112] mit den zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045 (1972) [20]

Die CEB-Kommission II „Betonstahl-Verbund-Verankerung“ [15] nahm für die Festlegung geeigneter Kriterien eine Unterscheidung in den „Gebrauchsgrenzzustand“ und den „Bruchgrenzzustand“ vor. Für den ersteren sollten am freien Stabende keine Verschiebungen und an keiner Stelle der Verbundlänge Verschiebungen auftreten, die größer als die halbe zulässige Rissbreite sind. Im Bruchzustand durfte auf keinen Fall die Verbundfestigkeit überschritten werden. Hier wurde eine Begrenzung der zulässigen Verschiebungen als zweckmäßig angesehen, da zu große Schlupfwerte und daraus resultierend Formänderungen eine Veränderung des statischen Systems zur Folge haben. Eine weitere Möglichkeit wurde in der Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwertes γ gesehen, um die Sicherheit des Verbundes im Vergleich zu anderen Bemessungszuständen, wie z. B. Biegung, Querkraft oder Torsion, zu erhöhen.

In MODEL CODE 1990 [16] wurde für spezielle mechanische Verankerungen der experimentelle Tauglichkeitsnachweis gefordert. Im Versuch sollte der Schlupf am belasteten Stabende bei 70 % der Maximallast den Wert 0,1 mm und bei 95 % der Maximallast den Wert 0,5 mm nicht überschreiten. Für die Bemessung der Verankerung durfte unter statischer Belastung nur noch die Hälfte dieser Maximallast angesetzt werden.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit findet sich ein Vorschlag in MODEL CODE 2010 [39]. Der Einfluss des Verbundes auf die Rissbreiten und den Zugversteifungseffekt soll über den Sekantenmodul der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für einen Schlupf am unbelasteten Stabende von $s_0 = 0,01$ mm berücksichtigt werden. Voraussetzung hierfür ist ein Ausziehversuch nach RILEM [118] bzw. DIN EN 10080 [25] mit einer Verbundlänge von $5d_s$.

Wird davon ausgegangen, dass die Schlupfwerte $s_{0,max}$ von der Betondeckungstiefe f_c abhängen (vgl. Abschnitt 2.3.3), stellt die Festlegung eines absoluten Verschiebungswertes, wie z. B. $s_0 = 0,1$ mm, jedoch kein einheitliches Bewertungskriterium für alle Betonsorten dar. Für einen hochfesten Beton würde die Verbundbeanspruchung bei einem bestimmten Schlupfwert vor dem Erreichen von τ_{max} bereits höher sein als für einen normalfesten Beton bei gleichem Schlupf. Daher erscheint es sinnvoll, bei der Festlegung eines Verformungskriteriums auch den Schlupf $s_{0,max}$ bei Erreichen der maximalen Verbundspannung in die Betrachtungen einzubeziehen.

2.6.5 Übertragbarkeit der Ergebnisse von Balkenversuchen

Anstelle eines Ausziehversuchs können zur Bestimmung der Verbundeigenschaften auch Balkenversuche mit einer Verbundlänge von $10d_s$ durchgeführt werden (vgl. Abschnitt 2.2.2). In der CEB-Kommission II „Betonstahl-Verbund-Verankerung“ wurden daher auch Möglichkeiten diskutiert, aus den Ergebnissen der Balkenversuche zulässige Verbundspannungen zur Bemessung von Verankerungslängen abzuleiten [15].

Zurückgegriffen wurde dabei auf einen Vorschlag von BAUS & CLAUDE [11], der auf der maximalen Verbundspannung τ_{max} im Balkenversuch mit einer Verbundlänge von $10d_s$ beruht. Davon ausgehend, dass eine Querbewehrung den Verbundwiderstand erhöht, wurden für den Fall, dass keine Querbewehrung vorhanden ist, die maximalen Verbundspannungen zunächst auf die Hälfte reduziert. Basierend auf der Annahme, dass die mittleren Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge abnehmen und bezogen auf eine Verbundlänge von $10d_s$ einer Asymptote von 0,7 zustreben, erfolgte die Umrechnung der Versuchswerte τ_{max} in zulässige Werte τ_{zul} zur Bemessung der Verankerungslänge nach Gl. (2.49).

$$\tau_{zul} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot \tau_{max,BT,10ds} \quad (2.49)$$

Die Dokumentation der diesem Berechnungsvorschlag vermutlich zugrunde liegenden Balkenversuche mit Verbundlängen von $5d_s$, $10d_s$ und $15d_s$ erfolgte von BAUS [10] (Abschnitt 2.2.5, Bild 2.9). Für eine Verbundlänge von $5d_s$ wurde daraus ein Umrechnungsfaktor von 0,5 zwischen der maximalen Verbundspannung im Versuch und der zulässigen Verbundspannung zur Berechnung der Verankerungslänge abgeleitet. Weiterhin wurde anhand der Versuche der Einfluss der Betondruckfestigkeit nach Gl. (2.50) ermittelt. Hierbei stellt τ_0 die maximale Verbundspannung im Balkenversuch mit einer Betondruckfestigkeit von 250 kg/cm^2 dar.

$$\tau_{max} = 0,2 \cdot (f_c - 250 \text{ kg/cm}^2) + \tau_0 \quad (2.50)$$

Dieser Zusammenhang wurde später in folgender Form modifiziert [15].

$$\tau_{max} = 6,32 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{bzw.} \quad \tau_{max} = 2,52 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \quad (2.51)$$

LINDORF [74] konnte zeigen, dass sich mit den gefundenen Beziehungen nach Gl. (2.49) und (2.51) durchaus ein Zusammenhang zu den zulässigen Verbundspannungen nach DIN 1045-1 [21] herstellen lässt.

2.7 Modellierung des Verbundverhaltens

Neben der experimentellen Bestimmung der Verbundeigenschaften existieren zahlreiche Ansätze, um das Verbundverhalten mittels verschiedener Modelle zu erfassen. Im Wesentlichen werden zwei unterschiedliche Herangehensweisen gewählt. Zum einen wird versucht, mittels mechanischer Modelle die Einzelkomponenten des Verbundmechanismus möglichst genau zu erfassen. Zum anderen werden empirische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen angewendet, die die verschiedenen Bestandteile aus der Verbundwirkung gemeinsam beschreiben.

2.7.1 Mechanische Modelle zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Ein relativ einfaches mechanisches Modell, welches aus geeigneten Betonprismen besteht, die sich auf den Stahl und den umgebenden Beton abstützen, entwickelten DE GROOT ET AL. [19] (Bild 2.72a). Der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Schlupf wird über die Verformung der Prismen geschaffen. Die Parameter des Verbundmodells, wie z. B. die Dehnsteifigkeit der Betonprismen, werden anhand von Verbundversuchen kalibriert.

SCHÖBER [133] hingegen setzte sein Verbundmodell aus einer Kegelschale mit veränderlicher Wanddicke und einem dickwandigen Zugring zusammen (Bild 2.72b). Der Schlupf ergab sich aus der Gesamtverformung des Kegels. Die erhöhte Beanspruchung des Betons vor den Rippen wurde über ein starr-plastisches Materialgesetz mit Nachverfestigung für den Kegel berücksichtigt, dessen Kennwerte an Verbundversuchen

bestimmt wurden. Die beiden Verbundversagensmechanismen des Spaltens und des Stabauszugs ergeben sich aus der Tragfähigkeit des Zugrings bzw. des Kegels. Für den Zugring wird eine vollständige Plastifizierung und die zentrische Zugfestigkeit des Betons angesetzt. Die Tragfähigkeit des Druckkegels wurde ebenfalls anhand von Verbundversuchen ermittelt.

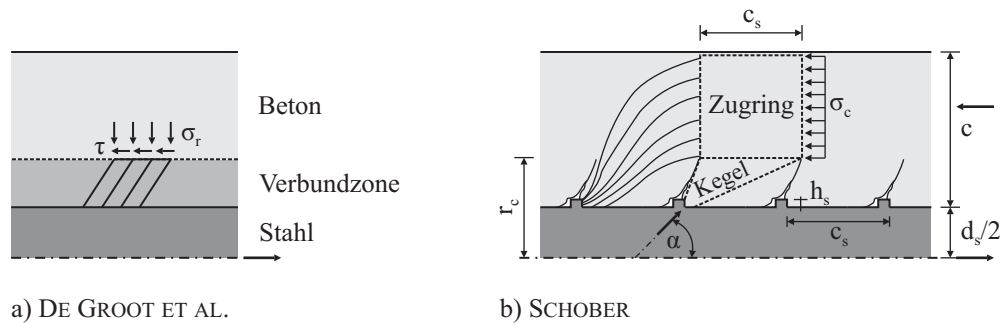


Bild 2.72: Mechanische Verbundmodelle von DE GROOT ET AL. [19] und SCHOBER [133]

Das Fachwerkmodell von KURZ [64] ermöglicht die Beschreibung des Verbundspannungs-Schlupf-Verhaltens ausschließlich auf der Grundlage von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen und Materialgesetzen. In Bild 2.73a ist dieses vereinfacht als ebenes Stabwerkmodell abgebildet. In der Realität handelt es sich jedoch um ein dreidimensionales rotationssymmetrisches Modell, in dem Stab 1 durch eine Zylinderschale, Stab 2 und 3 durch Kegelstumpfschalen, Stab 4 durch einen dickwandigen Kreisring und Stab 5 durch eine Kreisscheibe abgebildet werden.

Entsprechend ihrer Lage wies KURZ den Stäben individuelle Materialgesetze zu. Die Stäbe 1 und 2 bilden die Zone direkt vor der Stabrippe ab, in der der Beton eine deutlich höhere Belastung als seine einaxiale Festigkeit erfährt. Zur Ermittlung des Materialverhaltens dieser beiden Stäbe wurden spezielle Versuche an stark umschnürten Betonzylindern mit kleinem Größtkorndurchmesser durchgeführt. Im zugehörigen Materialgesetz wurde die erhöhte Druckfestigkeit und ein verminderter Elastizitätsmodul aufgrund der Feinzuschläge berücksichtigt. Bei den Stäben 3 und 5 handelt es sich um elastische Druckstreben aus Beton bzw. Stahl, während Stab 4 ein ringförmiger Betonzugstab ist. Für die elastischen Betonstäbe (Stab 3 und 4) wurden bereits verfügbare Last-Verformungs-Kurven aus der Literatur verwendet.

Sowohl die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge samt Verbundversagensmodus (Spalten oder Stabauszug) als auch die Stahlspannungsverläufe von Dehnkörperversuchen konnte KURZ mit diesem Modell realistisch vorhersagen (Bild 2.73b).

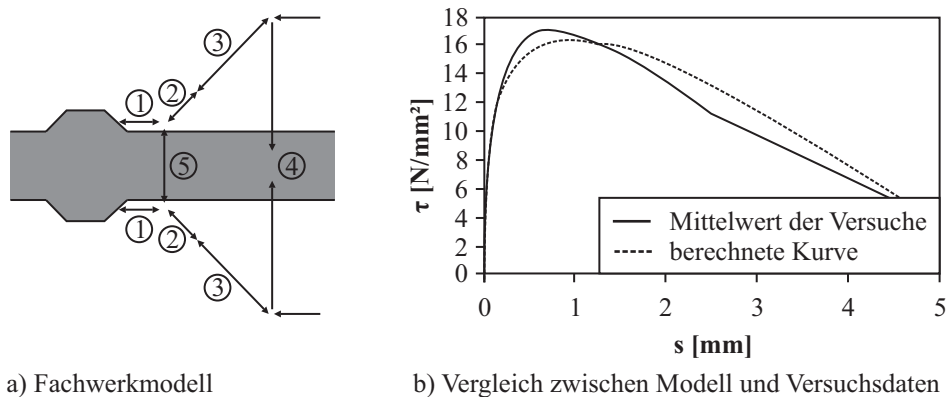


Bild 2.73: Fachwerkmodell von KURZ [64]

2.7.2 Empirische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Für ein allgemeingültiges, mechanisches Modell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung müssen zum Teil zahlreiche Annahmen getroffen werden. Alternativ erfolgt die Kalibrierung der Modellparameter an experimentell gewonnenen Versuchsdaten. Da zusätzlich ein hoher Rechenaufwand besteht, wird meist auf empirische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zurückgegriffen, die an einfach durchzuführenden Ausziehversuchen ermittelt werden. In der Vergangenheit wurden zahlreiche Vorschläge zur Beschreibung der aus Versuchen gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen gemacht. Da sich die Versuchswerte aufgrund der versuchsbedingten Streuungen teilweise stark voneinander unterscheiden, lassen sich Gemeinsamkeiten meist nur bei der gewählten Ansatzfunktion feststellen, wohingegen die einzelnen Funktionsparameter immer den jeweiligen Versuchsergebnissen angepasst wurden. Neben den bereits in Abschnitt 2.4 aufgeführten Ansätzen, findet sich eine weitere Übersicht z. B. bei LINDORF [75]. Diese ist in Tabelle 2.3 mit einigen Ergänzungen abgebildet. Hierbei handelt es sich in allen Fällen, bis auf den Vorschlag von IDDA [54], um Ansatzfunktionen für den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung.

Tabelle 2.3: Ansatzfunktionen für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Quelle	Ansatzfunktion
ELIGEHAUSEN ET AL. [37]	$\tau(s) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s(x)}{s_1}\right)^\alpha$
HUANG ET AL. [53]	$\tau(s) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s(x)}{s_1}\right)^\alpha$
IDDA [54]	$\tau(s) = a \cdot s^b \cdot e^{c \cdot s(x)}$
MARTIN [83]	$\tau(s) = (a_0 + b_0 \cdot s(x)^{1/\beta}) \cdot f_c$
NOAKOWSKI [100, 101]	$\tau(s) = A \cdot s(x)^N \cdot f_c^{2/3}$
REHM [107]	$\tau(s) = \phi \cdot s(x)^\alpha$
SOROUSHAN & CHOI [142]	$\tau(s) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s(x)}{s_1}\right) \cdot e^{\left(1 - \left(\frac{s(x)}{s_1}\right)^\alpha\right)}$
SPAROWITZ [144]	$\tau(s) = \tau_0 + k \cdot s(x)$

Eingang in den MODEL CODE 2010 [39] fand für den Verbundversagensmodus des Stabauszugs das Verbundmodell nach ELIGEHAUSEN ET AL. [37], welches an Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $5d_s$ kalibriert wurde. Die in Bild 2.74 dargestellte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist in Gl. (2.52) angegeben und die dazugehörigen Modellparameter für gute Verbundbedingungen in Tabelle 2.4 aufgeführt.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha, & s \leq s_1 \\ \tau_{max}, & s_1 < s \leq s_2 \\ \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2}\right), & s_2 < s \leq s_3 \\ \tau_f, & s_3 < s \end{cases} \quad (2.52)$$

HUANG ET AL. [53] führten Ausziehversuche an Normalbeton (NSC) und hochfestem Beton (HSC) mit einer kürzeren Verbundlänge von $2,5d_s$ durch und gaben den maximalen Verbundwiderstand im Verbundmodell in direkter Abhängigkeit zur mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} an. Weiterhin wurden für die Anwendung des Modells auf hochfesten Beton die Schlupfwerte s_1 und s_2 angepasst (siehe Tabelle 2.4).

Im Falle eines Spaltbruchversagens berechnet sich gemäß MODEL CODE 2010 [39] die maximal erreichbare Verbundspannung τ_{sp} im ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Gl. (2.18)

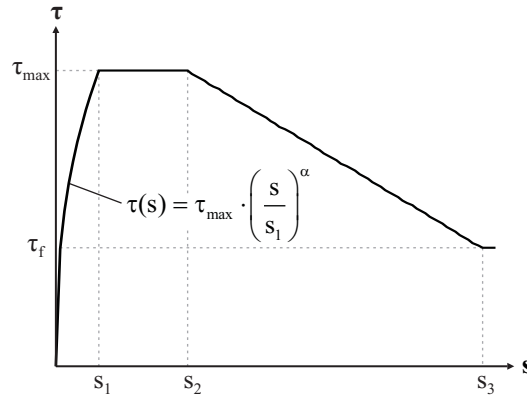


Bild 2.74: Empirisches Verbundmodell nach MODEL CODE 2010 [39]

Tabelle 2.4: Parameter für die Verbundmodelle nach MODEL CODE 2010 [39] und HUANG ET AL. [53] (Stabauszug und gute Verbundbedingungen)

Parameter	MODEL CODE	HUANG ET AL.	
		NSC	HSC
s_1 [mm]	1,0	1,0	0,5
s_2 [mm]	3,0	3,0	1,5
s_3 [mm]	c_{li}	c_{li}	c_{li}
α	0,4	0,4	0,3
τ_{max}	$2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$0,45 \cdot f_{cm}$	$0,45 \cdot f_{cm}$
τ_f / τ_{max}	0,40	0,40	0,40

in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der Betondeckung und der vorhandenen Querbewehrung. Der zugehörige Schlupfwert $s(\tau_{sp}) < s_1$ ergibt sich durch Umstellen von Gl. (2.52). Nach dem Auftreten der Spaltrisse wird ein linearer Abfall der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zum Erreichen der Restverbundtragfähigkeit von $0,4 \cdot \tau_{sp}$ bei einem Schlupfwert von $s_3 = 0,5 \cdot c_{li}$ angenommen.

In unmittelbarer Umgebung von Biege- bzw. Trennrissen kommt es durch die Ablösung des Betons vom Bewehrungsstab (vgl. GOTO [47]) und durch die Bildung eines Ausbruchkegels zur Verminderung der Verbundtragfähigkeit. Die Verbundstörung im rissnahen Bereich, der meist zwischen $2d_s$ und $5d_s$ angesetzt wird, kann beispielsweise über modifizierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen berücksichtigt werden.

Mit Gl. (2.53) gab NILSON [99] eine Abminderung der maximalen Verbundspannung in Abhängigkeit der Entfernung x zum belasteten Stabende (Riss) an, die er aus seinen örtlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen am Dehnkörperversuch ableitete (siehe Abschnitt 2.5.2). Für Abstände $\geq 6d_s$ wurde der volle Verbundwiderstand angesetzt.

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{max,6ds}} = 0,143 \cdot \frac{x}{d_s} + 0,15 \quad \text{für } x \leq 6d_s \quad (2.53)$$

Basierend auf den Ergebnissen der Ausziehversuche von ELIGEHAUSEN ET AL. [35] legte KRELLER [62] in seinem Verbundmodell für alle Bereiche der Verbundlänge die gleiche Anfangssteifigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung fest. Jedoch nahm mit zunehmender Rissnähe der maximale Verbundwiderstand auf bis zu 50 % im Vergleich zum ungestörten Verbundbereich ab. In Bild 2.75 sind die insgesamt sechs Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gute Verbundbedingungen dargestellt.

Gemäß MODEL CODE 1990 [16] sollten bei einem Abstand $x \leq 5d_s$ vom Riss die Verbundspannungen und der Schlupf um den Faktor λ nach Gl. (2.54) reduziert werden. Dabei wurde $a = 0,2$ gesetzt. In MODEL

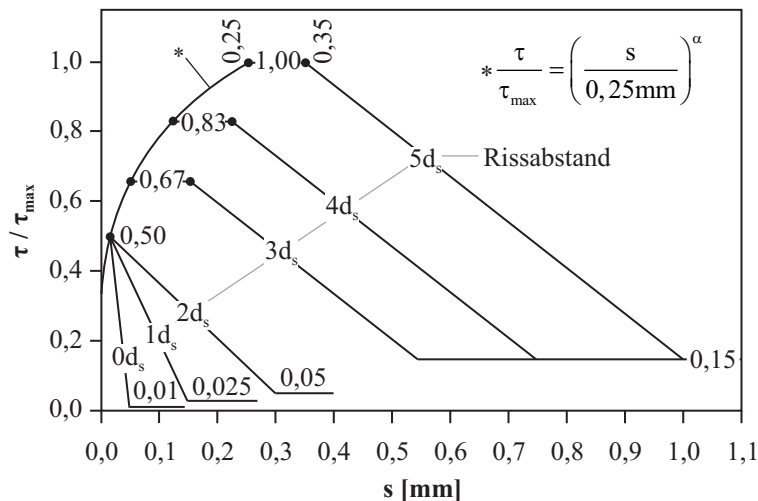


Bild 2.75: Verbundmodell von KRELLER [62] für gute Verbundbedingungen

CODE 2010 [39] erfolgte eine Modifikation in der Form, dass die Verbundspannungen und der Schlupf nur noch in einem Bereich $x \leq 2d_s$ reduziert werden müssen und für den Faktor $a = 0,5$ angenommen werden darf.

$$\lambda = a \cdot \frac{x}{d_s} \leq 1 \quad (2.54)$$

Zur Ermittlung der maximalen Verbundspannung bei Ausziehversagen werden meist empirische Ansätze in Abhängigkeit der Betonfestigkeit gewählt. Da die Versuchsergebnisse von den Randbedingungen im Versuch, wie z. B. der Verbundlänge (vgl. Abschnitt 2.2.5), stark beeinflusst werden, unterscheiden sich auch die gewählten Ansatzfunktionen in den einzelnen Literaturquellen. In Tabelle 2.5 sind einige Ansätze zur Berechnung der maximalen Verbundspannung bei Ausziehversagen zusammengefasst.

Tabelle 2.5: Maximale Verbundspannung τ_{max} bei Ausziehversagen

Name	Probekörper	l_b	$\tau_{max} =$
CEB [15]	Balkentest	$10d_s$	$1,17 \cdot f_{ck}^{2/3}$ [N/mm ²]
ELIGEHAUSEN ET AL. [37]	Ausziehkörper	$5d_s$	$13,5 \text{ N/mm}^2 \cdot \left(\frac{f_c}{30 \text{ N/mm}^2}\right)^\beta$ mit $\beta = 1/2 - 2/3$
HUANG ET AL. [53]	Ausziehkörper	$2,5d_s$	$0,45 \cdot f_{cm}$
MODEL CODE 2010 [39]	Ausziehkörper	$5d_s$	$2,5 \cdot f_{ck}^{1/2}$
NAGATOMO & KAKU [93]	Ausziehkörper	$< 10d_s$	$2,35 \cdot f_{ck}^{1/2}$ für $c/d_s \geq 4,5$
SOROUSIAN & CHOI [142]	Ausziehkörper	$5d_s$	$20 - d_s/4$ für $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$
VANDEWALLE [153]	Ausziehkörper	$3d_s$	$f_c \cdot \frac{\sqrt{f_{ct}/f_c}}{2} \cdot \left(1 + \left(1 - \frac{f_{ct}}{f_c}\right) \cdot 2,473\right)$

2.7.3 Zugringmodelle zur Berechnung des Spaltbruchwiderstands

Die von den Rippen ausstrahlenden Betondruckstreben werden durch einen Zugring im umgebenden Beton im Gleichgewicht gehalten. Überschreitet die Ringzugbeanspruchung die Zugtragfähigkeit des Betons, kommt es zur Bildung von Spaltrissen entlang des Bewehrungsstabes. Ist eine ausreichende Querbewehrung in Stabnähe vorhanden, kann diese ein unkontrolliertes Öffnen der Spaltrisse verhindern und die Verbund-

tragfähigkeit bleibt erhalten. Ist dies nicht der Fall, kann es durch die Spaltrissbildung zu einem schlagartigen Verbundversagen kommen.

Die Tragfähigkeit des umgebenden Betons wird häufig über das Modell eines dickwandigen Betonzylinders unter Innendruck abgebildet. Bei randnah verlegten Stäben entspricht der Radius des Betonrings der kleinsten Betondeckung zuzüglich des halben Stabdurchmessers (Bild 2.76).

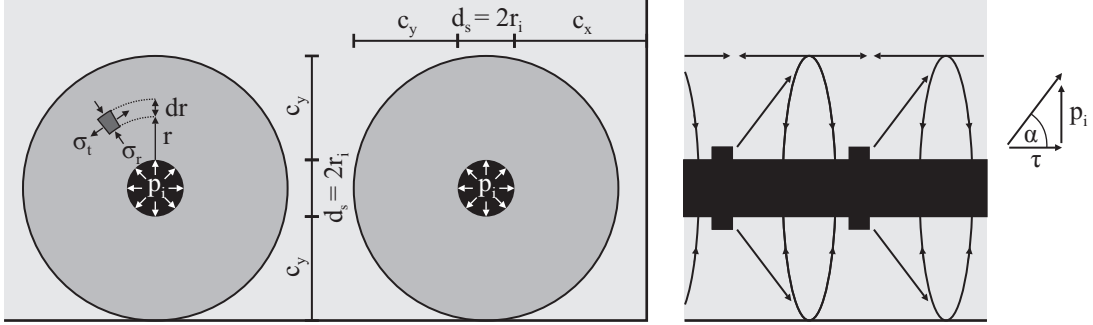


Bild 2.76: Zugringmodell, TEPFERS [148]

2.7.3.1 Elastisches und plastisches Zugringmodell

TEPFERS [145] führte bereits 1973 das sogenannte Zugringmodell zur Beschreibung des Verbundwiderstandes bei Spaltbruchversagen ein. Dabei wurden drei mögliche Spannungszustände in der Betondeckung unterschieden, für die TEPFERS Gleichungen zur Berechnung des maximal aufnehmbaren Innendrucks $p_{i,max}$ infolge der Verbundbeanspruchung angab. Dabei hängt die Verbundfestigkeit bei Spaltbruchversagen im Modell unmittelbar von der (Spalt-)Zugfestigkeit ab.

Beim elastischen Zugringmodell (Bild 2.77a) wird davon ausgegangen, dass das Versagen des Betonrings eintritt, sobald an einer Stelle die Zugfestigkeit erreicht ist. Dieses Modell stellt daher eine untere Grenze für den Verbundwiderstand dar. Folgender Verlauf der Ringzugspannungen innerhalb der Betondeckung ergibt sich unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens.

$$\sigma_t(r) = \frac{r_i^2 \cdot p_i}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 + \frac{r_a^2}{r^2} \right) \quad (2.55)$$

Die maximal aufnehmbare Ringzugspannung entspricht der Zugfestigkeit des Betons. Wird diese am inneren Rand der Betondeckung ($r = r_i$) erreicht, ergibt sich der maximal aufnehmbare Innendruck.

$$p_{i,max,el} = f_{ct} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_i^2}{r_a^2 + r_i^2} \right) \quad (2.56)$$

Das plastische Zugringmodell setzt voraus, dass in der gesamten Betondeckung die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht wird, bevor das Verbundversagen, d. h. das Spalten der Betondeckung eintritt (Bild 2.77b). Dieser Zustand stellt sich in der Realität jedoch nur bei kleinen Betondeckungen ein, weshalb dieses Modell einer oberen Grenze für den Verbundwiderstand abbildet. Der maximale Innendruck ergibt sich zu

$$p_{i,max,pl} = f_{ct} \cdot \frac{(r_a - r_i)}{r_i} = 2 \cdot f_{ct} \cdot \frac{c}{d_s} \quad (2.57)$$

EIBL ET AL. [33] wendeten das elastische und plastische Zugringmodell im Rahmen einer Grenzwertbetrachtung auch für die Vorhersage des Verbundwiderstandes infolge einer Querkzugbeanspruchung an. Die

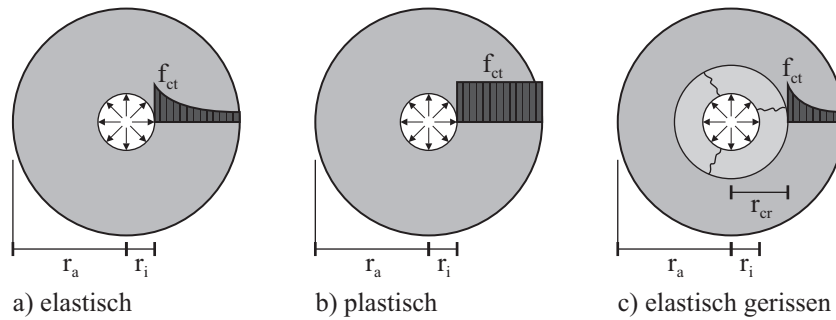


Bild 2.77: Spannungsverlauf im Zugring, TEPFERS [145]

konstante Quersugspannung σ wurde mit den Ringzugspannungen aus der Verbundbeanspruchung überlagert. Für den elastischen und plastischen Fall folgten daraus Gl. (2.58) und Gl. (2.59).

$$\text{elastisch: } p_{i,max,el} = \left(f_{ct} - \sigma \cdot \frac{2c + d_s}{2c - d_s} \right) \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_i^2}{r_a^2 + r_i^2} \right) \quad (2.58)$$

$$\text{plastisch: } p_{i,max,pl} = \left(f_{ct} - \sigma \cdot \left(1 + \frac{d_s}{2c} \right) \right) \cdot \frac{(r_a - r_i)}{r_i} \quad (2.59)$$

Die Gl. 2.58 für den elastischen Fall ist jedoch nur für Betondeckungen $c/d_s > 0,5$ anwendbar. Weiterhin wird in der grafischen Darstellung in Bild 2.78 ersichtlich, dass in Abhängigkeit der Quersugbelastung σ/f_{ct} bis zu einer bestimmten Betondeckung c/d_s mit den angegebenen Gleichungen negative Werte für den Verbundwiderstand berechnet werden. In der Realität würde dies bedeuten, dass sich bei einer ungünstigen Kombination von Quersugbelastung und Betondeckung kein Verbundwiderstand aufbauen kann, was jedoch die Versuchsergebnisse von NAGATOMO & KAKU [93] widerlegen, vgl. Abschnitt 2.4.

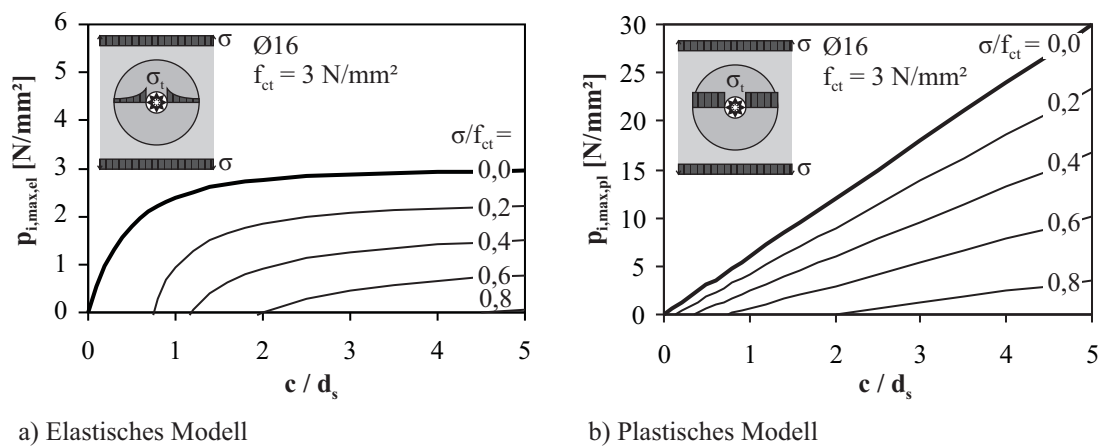


Bild 2.78: Zugringmodell mit konstanter Quersugbelastung, EIBL ET AL. [33]

2.7.3.2 Elastisch gerissenes Zugringmodell

Sobald die Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten, entstehen radiale Risse ausgehend vom inneren Rand der Betondeckung (Bild 2.77c). TEPFERS [145] nahm an, dass der innere gerissene Bereich ($r \leq r_{cr}$) nur noch Radialdruckspannungen nach außen überträgt und keine Ringzugspannungen mehr aufnimmt. Durch den Ausfall des inneren gerissenen Kreistrings vergrößert sich der Umfang, auf den der

Innendruck wirkt, was zu einer verminderten Beanspruchung p_i^* am Innenrand des verbleibenden ungerissenen Kreisrings führt.

$$p_i \cdot 2\pi \cdot r_i = p_i^* \cdot 2\pi \cdot r_{cr} \rightarrow p_i^* = p_i \cdot \frac{r_i}{r_{cr}} \quad (2.60)$$

Laut TEPFERS leistet nur noch der äußere ungerissene Teil der Betondeckung einen Beitrag zum Verbundwiderstand. In diesem wiederum wird elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, so dass sich mit den bereits bekannten Gleichungen und dem neuen Radius r_{cr} die Ringzugspannungsverteilung und der maximale Innendruck berechnen lässt.

$$\sigma_t(r) = \frac{r_{cr}^2 \cdot p_i^*}{r_a^2 - r_{cr}^2} \cdot \left(1 + \frac{r_a^2}{r^2}\right) = \frac{r_{cr} \cdot r_i \cdot p_i}{r_a^2 - r_{cr}^2} \cdot \left(1 + \frac{r_a^2}{r^2}\right) \quad (2.61)$$

$$p_{i,max,el,cr} = f_{ct} \cdot \frac{r_{cr}}{r_i} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_{cr}^2}{r_a^2 + r_{cr}^2}\right) \quad (2.62)$$

Da die Ausdehnung der radialen Risse im Versuch äußerlich nicht messbar ist, leitete TEPFERS den Radius des gerissenen Kreisrings r_{cr} über eine Extremwertbetrachtung ab.

$$\frac{dp_{i,max,el,cr}}{dr_{cr}} = 0 \rightarrow r_{cr} = 0,486 \cdot r_a \quad (2.63)$$

Mit einem Verhältnis von $r_{cr}/r_a = 0,486$ wird der maximale Innendruck unter Ansatz eines inneren gerissenen Kreisrings gemäß Gl. (2.62) erreicht. Unter der Voraussetzung, dass die Winkel α in allen Fällen gleich groß sind, liegen die berechneten Werte zwischen den nach dem elastischen bzw. plastischen Modell ermittelten Innendrücken.

2.7.3.3 Elastisch-plastisch gerissenes Zugringmodell

Um das höhere Dehnungsvermögen des Betons bis zum Einsetzen der radialen Rissbildung besser abzubilden (vgl. auch Abschnitt 2.7.3.6), führte SCHENKEL [130] zwischen dem inneren gerissenen und dem äußeren elastischen Kreisring einen mittleren plastischen Bereich ein (Bild 2.79a). Der elastische Anteil der Zugringtragfähigkeit ergibt sich damit zu

$$p_{i,max,el,cr} = f_{ct} \cdot \frac{r_{pl}}{r_i} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_{pl}^2}{r_a^2 + r_{pl}^2}\right) \quad (2.64)$$

Der plastische Anteil beträgt

$$p_{i,max,pl} = f_{ct} \cdot \frac{r_{cr}}{r_i} \cdot \frac{r_{pl} - r_{cr}}{r_{cr}} \quad (2.65)$$

Daraus ergibt sich der maximal aufnehmbare Innendruck zu

$$p_{i,max,pl,cr} = p_{i,max,el,cr} + p_{i,max,pl} = f_{ct} \cdot \frac{r_{pl}}{r_i} \cdot \left(1 - \frac{r_{cr}}{r_{pl}} - \frac{r_{pl}^2 - r_a^2}{r_{pl}^2 + r_a^2}\right) \quad (2.66)$$

Aus den Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen an der Stelle $r = r_{pl}$ wurden die Bestimmungsgleichungen Gl. (2.67) und Gl. (2.68) für die beiden Radien r_{pl} und r_{cr} hergeleitet. Mit diesen sowie der

Forderung, dass $p_{i,max,pl,cr}$ einen Maximalwert annimmt, lassen sich die beiden Radien r_{pl} und r_{cr} ermitteln. Der sogenannte Materialkoeffizient $\varepsilon_{cr} \cdot E_c / f_{ct}$ wurde von SCHENKEL [130] aus Versuchsdaten zu 2,5 bestimmt.

$$0 = 1 + \nu \cdot \frac{p_i}{f_{ct}} \cdot \frac{r_i}{r_{cr}} - \frac{r_{pl}}{r_{cr}} \cdot \left(1 - \frac{r_{pl}^2 - r_a^2}{r_{pl}^2 + r_a^2} \right) \ln \left(\frac{r_{cr}}{r_{pl}} \right) - \frac{\varepsilon_{cr} \cdot E_c}{f_{ct}} \quad (2.67)$$

$$r_{cr} = r_{pl} \cdot \left(1 - \frac{p_i}{f_{ct}} \cdot \frac{r_i}{r_{pl}} - \frac{r_{pl}^2 - r_a^2}{r_{pl}^2 + r_a^2} \right) \quad (2.68)$$

Für den Innenradius r_i wurde bei einem Rippenstahl entgegen der bisherigen Annahme nicht der halbe Stabdurchmesser angesetzt. Da vom Bewehrungsstab selbst keine radiale Druckbeanspruchung ausgehen kann, wurde angenommen, dass sich im umgebenden Beton erst eine Grenzschrift ausbilden muss, an der die von den Rippen eingeleiteten Kräfte radial nach außen strahlen. SCHENKEL [130] leitete anhand des Verbundmodells von SCHÖBER [133] aus der gewählten Geometrie (Bild 2.79b) den Innenradius r'_i ab.

$$r'_i = \frac{\tan(\alpha - \varphi) \cdot [(\alpha + \varphi) \cdot (c_s - h_s \cdot \tan \alpha) - h_s]}{\tan(\alpha + \varphi) - \tan(\alpha - \varphi)} + \frac{d_s}{2} \quad (2.69)$$

SCHENKEL nahm den Neigungswinkel der Kegelschalen $\alpha = 45^\circ$ und den Aufweitungswinkel der Kegelschalen zu $\tan \varphi = 0,5$ an, so dass sich r'_i in Abhängigkeit der Rippenhöhe h_s und des Rippenabstandes c_s nach Gl. (2.70) ergibt. Ein Einfluss der Belastungshöhe und der Betondeckung wurde hierbei vernachlässigt.

$$r'_i = \frac{3 \cdot c_s + 4 \cdot d_s - 4 \cdot h_s}{8} \quad (2.70)$$

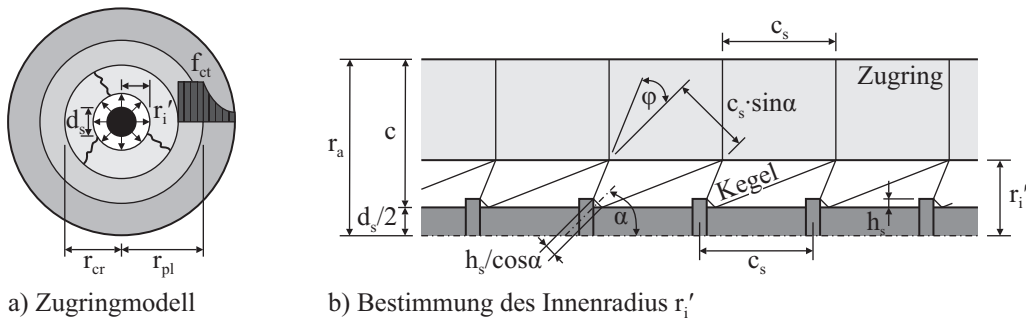


Bild 2.79: Elastisch-plastisch gerissenes Zugringmodell, SCHENKEL [130]

Für sehr kleine Betondeckungen $c/d_s < 1$ ging SCHENKEL [130] von einem vollplastischen Versagenszustand aus.

2.7.3.4 Kohäsiv elastisch gerissenes Zugringmodell

Wie zahlreiche Forschungsarbeiten zeigen, können selbst über zwei Rissufer hinweg Zugspannungen übertragen werden, vgl. z. B. DUDA [30] und REMMEL [114]. Die Annahme, dass der gerissene Kreisring keinen Beitrag zur Zugringtragfähigkeit leistet, führt somit zu einer Unterschätzung des Verbundwiderstandes.

Modell von VAN DER VEEN

VAN DER VEEN [151] stellte einen Ansatz für das Zugringmodell vor, bei dem der gerissene Kreisring ebenfalls einen Beitrag zum Verbundwiderstand liefert (Bild 2.80). Am Innenrand des ungerissenen Kreisrings wird wie bei TEPFERS die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht, so dass sich der elastische Widerstandsanteil analog nach Gl. (2.62) bestimmen lässt.

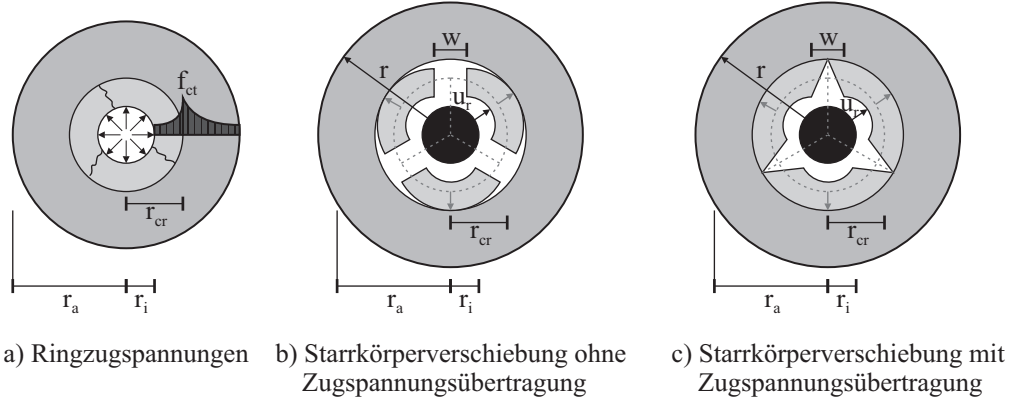


Bild 2.80: Kohäsiv elastisch gerissenes Zugringmodell, REINHARDT & VAN DER VEEN [113]

Die tangentielle Verformung im gerissenen Kreisring kann unter Vernachlässigung des Querdehnungseffekts in Abhängigkeit des Radius' r sowie der Anzahl der gleich großen radialen Risse n mit einer Rissbreite $w(r)$ berechnet werden. Hierbei ist der Term $n \cdot w(r)$ im Vergleich zu $2 \cdot \pi \cdot r$ vernachlässigbar klein.

$$u_t(r) = (2 \cdot \pi \cdot r - n \cdot w(r)) \cdot \varepsilon_t(r) + n \cdot w(r) \approx 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \varepsilon_t + n \cdot w(r) \quad (2.71)$$

Davon ausgehend, dass am inneren Rand des ungerissenen Ringabschnitts ($r = r_{cr}$) die Zugfestigkeit gerade erreicht wird und damit eine Zugbruchdehnung ε_{cr} angesetzt werden kann, ergibt sich die tangentielle Verformung u_{tot} an dieser Stelle zu

$$u_{tot} = u_t(r_{cr}) = 2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr} \quad (2.72)$$

Aus Gründen der Vereinfachung nahm VAN DER VEEN [151] für den gerissenen Kreisring ($r \leq r_{cr}$) eine konstante Radialverschiebung $u_r = \varepsilon_{cr} \cdot r_{cr}$ an. Die zugehörige Tangentialverformung ist ebenfalls konstant und entspricht u_{tot} , was bedeutet, dass im gerissenen Bereich keine Ringzugspannungen übertragen werden und u_{tot} nur durch die Verformung des elastischen ungerissenen Bereichs verursacht wird (Bild 2.80b). Als Folge der elastischen Verformungen durch die übertragenen Ringzugspannungen für $r \leq r_{cr}$, ergibt sich jedoch ein Rissbreitenverlauf bei dem sich die Risspitze ($w = 0$) an der Stelle $r = r_{cr}$ befindet, wo die Zugfestigkeit bzw. Zugbruchdehnung erreicht wurde (Bild 2.80c).

Selbst mit der Annahme, dass im gerissenen Kreisring die übertragene Ringzugspannung gleich der Betonzugfestigkeit ist, erreicht die zugehörige linear elastische Tangentialverformung nicht den Wert von u_{tot} , was bedeutet, dass stets eine Rissöffnung vorhanden ist. Auf Basis dieser Annahme folgt

$$2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr} = n \cdot w(r) + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \varepsilon_t \quad (2.73)$$

Damit ergibt sich die Rissbreite w in Abhängigkeit des Radius r und der Anzahl der radialen Risse n zu

$$w(r) = \frac{2 \cdot \pi}{n} \cdot (\varepsilon_{cr} \cdot r_{cr} - r \cdot \varepsilon_t) \quad (2.74)$$

Die Höhe der übertragbaren Zugspannungen im gerissenen Kreisringabschnitt hängt von der Rissweite $w(r)$ ab. VAN DER VEEN [151] wählte folgenden Ansatz für die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

$$\sigma(w) = \sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \left[1 - \left(\frac{w}{w_c} \right)^k \right] \rightarrow w(r) = w_c \cdot \left(1 - \frac{\sigma_t(r)}{f_{ct}} \right)^{1/k} \quad (2.75)$$

Hierbei ist w_c die Rissbreite, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Die Bruchenergie bzw. die Rissbreite w_c ergeben sich unter Anwendung von Gl. (2.75) gemäß Gl. (2.76) [151].

$$G_f = f_{ct} \cdot w_c \cdot \frac{1}{1+k} \quad \rightarrow \quad w_c = \frac{G_f}{f_{ct}} \cdot \frac{1+k}{k} \quad (2.76)$$

Aus von WOLINSKI ET AL. [158] durchgeführten einaxialen Zugversuchen an Normalbeton wurden folgende Materialparameter für Zuschläge vom Durchmesser $D_{max} = 8$ mm bis 32 mm abgeleitet.

$$k = 0,248 \quad w_c = 0,2 \text{ mm} \quad G_f = 109,6 \text{ N/m} \rightarrow w_c = 5,12 \cdot G_f / f_{ct} \quad (2.77)$$

Wird Gl. (2.74) in den gewählten Ansatz nach Gl. (2.75) eingesetzt, ergibt sich der Ringdehnungs- bzw. Ringzugspannungsverlauf in Abhängigkeit des Radius $r \leq r_{cr}$ für den gerissenen Kreisring.

$$\sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot \pi}{n \cdot w_c} \cdot (\varepsilon_{cr} \cdot r_{cr} - r \cdot \varepsilon_t) \right)^k \right] \quad \text{mit} \quad \varepsilon_t = \frac{\sigma_t(r)}{E_c} \quad (2.78)$$

Zur Vereinfachung soll für $r \leq r_{cr}$ gelten $\varepsilon_t(r) = \varepsilon_{cr}$. Damit ergibt sich

$$\sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr} \cdot (r_{cr} - r)}{n \cdot w_c} \right)^k \right] \quad (2.79)$$

Durch die Integration des ermittelten Ringzugspannungsverlaufs in den Grenzen r_i bis r_{cr} und der Annahme $\varepsilon_{cr} = f_{ct}/E_c$ ergibt sich die Widerstandskraft und der dazugehörige Innendruck des gerissenen Kreistrings.

$$F_{cr} = \int_{r_i}^{r_{cr}} \sigma_t(r) \, dr = f_{ct} \cdot (r_{cr} - r_i) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c} (r_{cr} - r_i) \right)^k \cdot \frac{1}{k+1} \right] \quad (2.80)$$

$$p_{i,max,cr} = f_{ct} \cdot \frac{(r_{cr} - r_i)}{r_i} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c} (r_{cr} - r_i) \right)^k \cdot \frac{1}{k+1} \right] \quad (2.81)$$

Es ist zu beachten, dass eine Zugspannungsübertragung über die gesamte Risslänge nur dann stattfindet, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten ist.

$$2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr} \cdot (r_{cr} - r_i) \leq n \cdot w_c \quad (2.82)$$

Andernfalls muss die untere Grenze im Integral in Gl. (2.80) folgendermaßen gewählt werden.

$$r_x = r_{cr} - \frac{n \cdot w_c}{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr}} \quad (2.83)$$

Der maximal aufnehmbare Innendruck setzt sich letztendlich aus den beiden Anteilen des gerissenen und des ungerissenen elastischen Ringabschnitts zusammen.

$$p_{i,max,coh,cr} = p_{i,max,cr} + p_{i,max,el,cr} \quad (2.84)$$

Zur Bestimmung des Radius r_{cr} führte VAN DER VEEN [151] ebenfalls eine Extremwertbetrachtung durch.

$$\frac{dp_{i,max,coh,cr}}{dr_{cr}} = 0 \quad (2.85)$$

Mit einer angenommenen Anzahl von $n = 3$ radialen Rissen erreichte VAN DER VEEN [151] die beste Übereinstimmung bei der Nachrechnung von Versuchsergebnissen. Für praktische Belange schlug er weiterhin als untere Grenze des maximalen Innendrucks eine Vereinfachung gemäß Gl. (2.86) vor.

$$p_{i,max,coh,cr} = 0,48 \cdot \frac{f_{ct}}{d_s} \cdot \left(c + \frac{d_s}{2} \right) + 1,4 \cdot \frac{f_{ct}}{d_s} \cdot (c - 0,21 \cdot d_s) \cdot \left[1 - 0,168 \cdot (c - 0,21 \cdot d_s)^{0,248} \right] \quad (2.86)$$

$$\text{mit } \varepsilon_{cr} = 0,085 \text{‰}, \quad w_c = 0,2 \text{ mm}, \quad k = 0,248, \quad n = 1, \quad r_{cr}/r_a = 0,7$$

Modell von ROSATI & SCHUMM

ROSATI & SCHUMM [123] wählten für den gerissenen Kreisring eine Zugspannungs-Rissöffnung-Beziehung in Abhängigkeit des Größtkorns D_{max} gemäß Gl. (2.87).

$$\sigma(w) = \sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \frac{1 - w(r)/w_c}{1 + \kappa \cdot w(r)/D_{max}} \rightarrow w(r) = \frac{f_{ct} - \sigma_t(r)}{\sigma_t(r) \cdot \kappa/D_{max} + f_{ct}/w_c} \quad (2.87)$$

Unter der Annahme der Übergangsbedingung nach Gl. (2.73) und $\varepsilon_t(r) = \sigma_t(r)/E_c$ ergibt sich folgende Beziehung, die nach $\sigma_t(r)$ aufgelöst werden muss.

$$2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr} = n \cdot \frac{f_{ct} - \sigma_t(r)}{\sigma_t(r) \cdot \kappa/D_{max} + f_{ct}/w_c} + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \frac{\sigma_t(r)}{E_c} \quad (2.88)$$

ROSATI & SCHUMM verzichteten im Gegensatz zu VAN DER VEEN auf die Vereinfachung dieser Gleichung durch $\varepsilon_t(r) = \varepsilon_{cr}$ für $r \leq r_{cr}$. Aufgrund der sehr umfangreichen Lösung wird an dieser Stelle jedoch auf eine ausführliche Darstellung verzichtet.

Modell von NOGHABAI

NOGHABAI [102, 103] wählte prinzipiell eine Vorgehensweise analog zu ROSATI & SCHUMM [123] und eine lineare Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

$$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \left(1 - \frac{w(r)}{w_c} \right) \rightarrow w(r) = w_c \cdot \left(1 - \frac{\sigma_t(r)}{f_{ct}} \right) \quad (2.89)$$

Somit ergibt sich Gl. (2.73) mit $\varepsilon_t = \sigma_t(r)/E_c$ und $\varepsilon_{cr} = f_{ct}/E_c$ zu

$$2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr} = n \cdot w_c \cdot \left(1 - \frac{\sigma_t(r)}{f_{ct}} \right) + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \frac{\sigma_t(r)}{E_c} \quad (2.90)$$

und führt nach dem Umstellen zur Ringzugspannungsverteilung $\sigma_t(r)$.

$$\sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr} - n \cdot w_c}{2 \cdot \pi \cdot r \cdot \varepsilon_{cr} - n \cdot w_c} \quad (2.91)$$

Aus der linearen Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung kann die Bruchenergie zu $G_f = 0,5 \cdot w_c \cdot f_{ct}$ bestimmt werden. Daraus ergibt sich mit dem Ansatz des bruchmechanischen Kennwerts der charakteristischen Länge $l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_{ct}^2$ (vgl. HILLERBORG ET AL. [52]) die Rissbreite $w_c = 2 \cdot l_{ch} \cdot \varepsilon_{cr}$. Damit lässt sich die Ringzugspannung $\sigma_t(r)$ auch in Abhängigkeit von l_{ch} ausdrücken.

$$\sigma_t(r) = f_{ct} \cdot \frac{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r_{cr}}{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r} \quad (2.92)$$

Die Integration von Gl. (2.91) bzw. (2.92) führt zur Widerstandskraft des gerissenen Kreisrings und damit zum äquivalenten aufnehmbaren Innendruck.

$$p_{i,max,cr} = \frac{f_{ct}}{r_i} \cdot \left(\frac{n \cdot w_c}{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr}} - r_{cr} \right) \cdot \ln \left(\frac{n \cdot w_c - 2 \cdot \pi \cdot r_i \cdot \varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c - 2 \cdot \pi \cdot r_{cr} \cdot \varepsilon_{cr}} \right) \quad (2.93)$$

$$p_{i,max,cr} = \frac{f_{ct}}{r_i} \cdot \left(\frac{n \cdot l_{ch}}{\pi} - r_{cr} \right) \cdot \ln \left(\frac{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r_i}{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r_{cr}} \right) \quad (2.94)$$

Den maximal aufnehmbaren Innendruck berechnete NOGHABAI [102, 103] analog aus den beiden Anteilen des gerissenen und des ungerissenen elastischen Ringabschnitts. Der Radius r_{cr} wurde ebenfalls über eine Extremwertbetrachtung bestimmt.

$$p_{i,max,coh,cr} = p_{i,max,cr} + p_{i,max,el,cr} \rightarrow \frac{dp_{i,max,coh,cr}}{dr_{cr}} = 0 \quad (2.95)$$

Die Gleichung für $p_{i,max,coh,cr}$ gilt, sofern die Bedingung $2 \cdot l_{ch}/\pi > r_{cr}$ erfüllt ist. Andernfalls berechnet sich der maximale Innendruck nur aus dem Anteil des elastischen Kreisrings $p_{i,max,el,cr}$.

Die Anzahl der radialen Risse setzte NOGHABAI im Modell zu $n = 2$. Für normalfesten, hochfesten und ultrahochfesten Beton wurden die benötigten Materialparameter in Versuchen ermittelt (siehe Tabelle 2.6). Die Betonfestigkeiten $f_{c,cube}$ und $f_{ct,sp}$ wurden an Würfeln mit Kantenlängen von 150 mm (NSC) bzw. 100 mm (HSC, VHSC) bestimmt. Zur Ermittlung der Bruchenergie G_f verwendete NOGHABAI gekerbte Balken $840 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$. Hier ist zu vermuten, dass die zur Berechnung der charakteristischen Länge l_{ch} angesetzten Werte für die im Balkenversuch auf indirektem Weg bestimmte Bruchenergie G_f nicht direkt mit der im Modell verwendeten Bruchenergie von $G_f = 0,5 \cdot f_{ct} \cdot w_c$ vergleichbar sind. Die Ableitung des Elastizitätsmoduls E_c erfolgte analytisch.

Tabelle 2.6: Materialparameter für das Zugringmodell, NOGHABAI [102]

Parameter	NSC	HSC	VHSC
$f_{c,cube} [\text{N/mm}^2]$	57,0	105,0	157,4
$f_{ct,sp} [\text{N/mm}^2]$	4,2	5,6	8,9
$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} [\text{N/mm}^2]$	3,8	5,0	8,0
$E_c [\text{N/mm}^2]$	33000	39400	41200
$G_f [\text{N/mm}]$	0,105	0,145	0,172
$l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_{ct}^2 [\text{mm}]$	240	229	111

2.7.3.5 Vergleich der verschiedenen Zugringmodelle

Bild 2.81 zeigt den Ringzugspannungsverlauf (a), den Rissbreitenverlauf (b), den Radius des gerissenen Kreisrings (c) sowie den berechneten maximale Innendruck $p_{i,max}$ (d) für die vorgestellten Zugringmodelle. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde das mit einer Rissanzahl $n = 3$ abgewandelte Modell von NOGHABAI ebenfalls eingezeichnet. Der plastische Ansatz mit einer konstanten Ringzugspannung $\sigma_t(r) = f_{ct}$ stellt für die Ringzugspannungsverteilung (Bild 2.81a) und den berechneten maximalen Innendruck (Bild 2.81d) die Obergrenze dar, während der elastische Ansatz stets eine untere Grenze abbildet. Wird ein innerer gerissener Kreisring angesetzt, liegen alle darauf basierenden Rechenergebnisse zwischen diesen beiden Ansätzen. Werden im gerissenen Kreisring keine Ringzugspannungen übertragen, liefert das Modell von TEPFERS [145] den niedrigsten Innendruck, stellt aber auch den geringsten Rechenaufwand dar. Nach SCHENKEL [130] ermitteln sich mit dem teilplastischen Ansatz wesentlich höhere Werte. Werden Ringzugspannungen im gerissenen Kreisring berücksichtigt, ergibt sich nach NOGHABAI [103] aufgrund der linearen

Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung der fülligste Ringzugspannungsverlauf und damit der größte Innendruck. Die nach VAN DER VEEN [151] ermittelten Werte für den Innendruck sind jedoch mit der realitätsnäheren Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung nur geringfügig niedriger. Die Rissbreiten befinden sich trotz der unterschiedlichen Rechenannahmen bei einer gleichen Anzahl innerer Risse ebenfalls in der gleichen Größenordnung (Bild 2.81c). Der Radius r_{cr} des gerissenen Kreistrings ist bei den Modellen von NOGHABAI und VAN DER VEEN von der Betondeckung abhängig und gleicht sich mit zunehmender Betondeckung immer mehr an. Bei TEPFERS und SCHENKEL hingegen stellt sich ein konstantes Verhältnis r_{cr}/r_a ein.

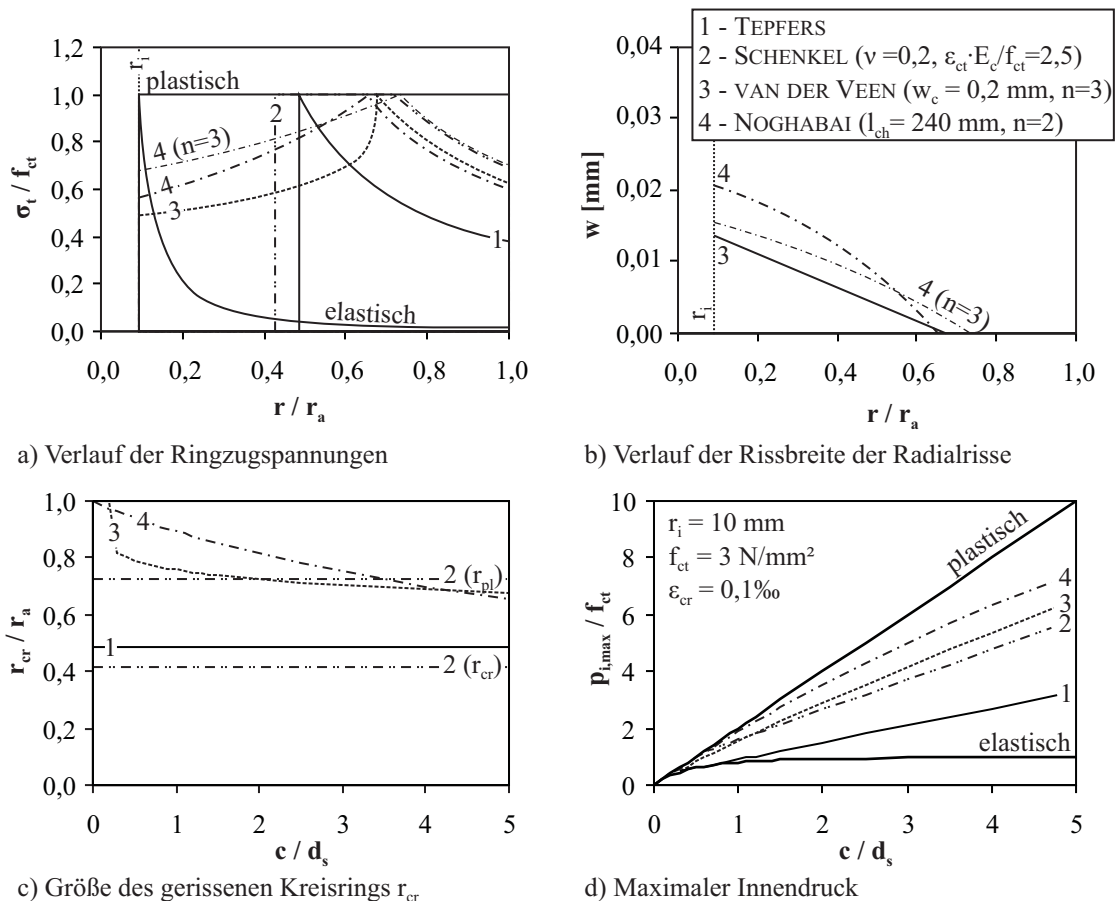


Bild 2.81: Vergleich der verschiedenen Zugringmodelle

Im Fall einer Ringzugspannungsübertragung im gerissenen Kreisring ist neben der Wahl der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung die gewählte Anzahl der radialen Risse von Bedeutung. Je weniger Risse angesetzt werden, desto kleiner wird der Radius r_{cr} und daraus folgend umso niedriger der berechnete maximale Innendruck (Bild 2.82a). Je größer die Anzahl der radialen Risse desto mehr nähern sich die vorhergesagten Innendrucke denen nach dem plastischen Zugringmodell an. Weiterhin ist der Radius r_{cr} bei gleicher Rissanzahl n vom Innenradius r_i abhängig. Je größer r_i , desto kleiner ergeben sich r_{cr} und der resultierende maximale Innendruck $p_{i,max}$ (Bild 2.82b). Für das Modell von VAN DER VEEN ergibt sich prinzipiell ein geringerer Einfluss der Rissanzahl n und des Innenradius' r_i als bei NOGHABAI.

2.7.3.6 Verifizierung der Zugringmodelle mittels Versuchsdaten aus der Literatur

Um die vorgestellten Zugringmodelle zu verifizieren, bieten sich Versuche an dickwandigen Kreisringen bzw. Kreiszyindern unter Innendruckbelastung an, da hier der maximale Innendruck im Versuch direkt ermittelt werden kann. Der Vergleich zwischen den experimentellen und den vorhergesagten maximalen

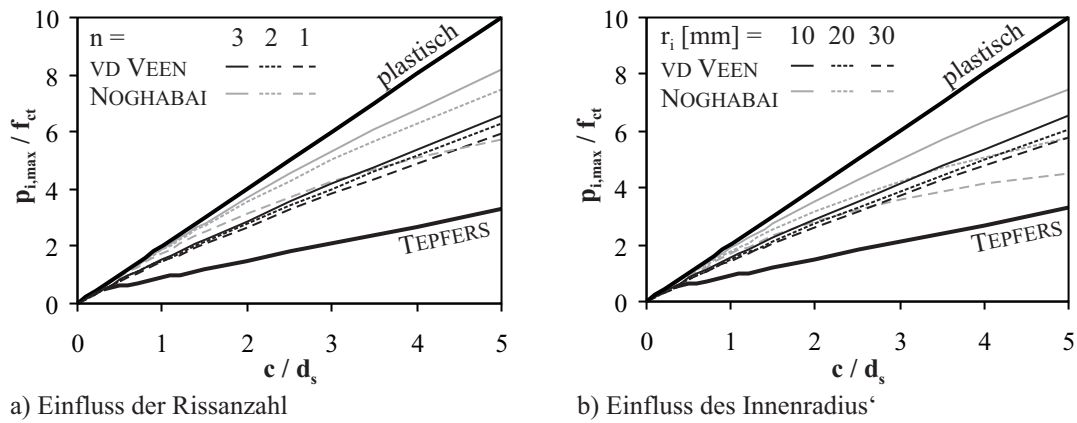


Bild 2.82: Einfluss der Rissanzahl n und des Innenradius' r_i im Modell von VAN DER VEEN und NOGHABAI

Innendrüken ist in Bild 2.83 dargestellt. Als Bezugsgröße wird für eine bessere Vergleichbarkeit die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ herangezogen, da es sich bei der Bildung von Spaltrissen infolge des Innendrucks um ein ähnliches Phänomen wie bei der Spaltrissbildung im Spaltzugversuch handelt. Weiterhin ist die Spaltzugfestigkeit diejenige Zugfestigkeit, die sich im Standardversuch am einfachsten bestimmen lässt. Eine Rückrechnung des Innendrucks aus der Verbundbeanspruchung τ in Ausziehversuchen ist nicht zu empfehlen, da hier nicht direkt messbar ist, in welchem Verhältnis die radiale und die längs gerichtete Komponente zueinander stehen.

Ein Vergleich der nachfolgend aufgeführten Versuchsergebnisse wird jedoch durch die unterschiedlichen Randbedingungen im Versuch erschwert. Hauptsächlich sind es die variierenden Probenabmessungen, die laut NEUNER ET AL. [98] den erreichbaren maximalen Innendruck beeinflussen. Größere Probenabmessungen in Radialrichtung, d.h. eine größere Wandstärke, resultieren in einer erhöhten Anzahl möglicher Fehlstellen und damit einer geringeren Tragfähigkeit. Bei höheren Proben wiederum ergeben sich Umlagemöglichkeiten in Probenlängsrichtung und damit höhere Ergebnisse als bei flachen Proben. Da Anrisse in der Probe durch die Zuschlagskörner gestoppt werden, müssten kleine Probenabmessungen bei gleichem Größtkorn ebenfalls zu höheren Innendrüken führen.

MARTIN [83] führte Versuche an unbewehrten Betonzylindern mit einem Verhältnis $h/d_i = 5,8$ unter Innendruckbelastung durch. Die untersuchten Betondeckungen lagen zwischen $1,2d_i$ und $2,8d_i$. Als Ergebnis wurden die Messwerte des maximal aufnehmbaren Innendrucks in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit angegeben. Unter Ansatz der daraus berechneten Spaltzugfestigkeit⁴ ergibt sich zwischen den Versuchsergebnissen und dem plastischen Modellansatz die beste Übereinstimmung (Bild 2.83). Da jedoch keine realen Spaltzugfestigkeiten vorliegen, erfolgt dieser Vergleich unter Vorbehalt.

NEUNER ET AL. [98] verwendeten große, flache Kreisringscheiben ($h/d_i \approx 0,23$), um die aufgeführten Modellansätze zu überprüfen. Durch die gering gewählte Scheibendicke sollten Umlagerungseffekte in Längsrichtung vermieden werden. Die geprüften Betondeckungen von $1,2d_i$ und $2,4d_i$ entsprachen den Werten von MARTIN. Zum Versagenszeitpunkt traten stets zwei Radialrisse auf. Bei einer Verdopplung der Wandstärke von 512 mm auf 1032 mm konnte keine Steigerung des maximalen Innendrucks erreicht werden, was am zutreffensten vom elastischen Modellansatz widerspiegelt wird. Hiermit sowie nach dem TEPFERS-Ansatz werden jedoch die Absolutwerte des Innendrucks unterschätzt. Da im Modell von NOGHABAI die Randbedingung $2 \cdot l_{ch}/\pi > r_{cr}$ bei den vorliegenden großen Ringabmessungen ($r_i = 218$ mm) nicht erfüllt ist, leistet der gerissene Kreisring keinen Beitrag zum Innendruck und es werden die gleichen Werte wie nach TEPFERS vorhergesagt.

⁴nach HEILMANN [49] $f_{ct,sp} = 0,59 \cdot f_{c,200}^{2/3}$

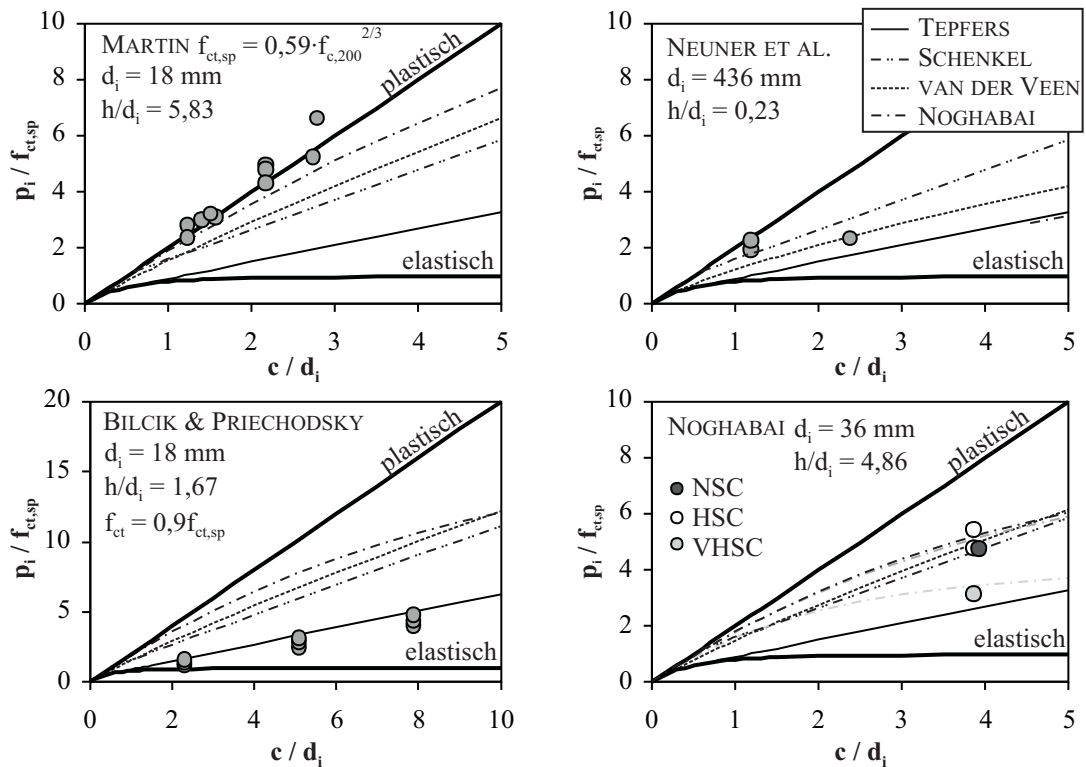


Bild 2.83: Vergleich der verschiedenen Zugringmodelle mit Versuchsdaten

Am Innenrand der Ringe maßen NEUNER ET AL. ohne sichtbare Rissbildung Dehnungen bis $0,5 \text{ ‰}$, was auf die gesteigerte Dehnfähigkeit infolge der starken Dehnungsgradienten in Radialrichtung zurückgeführt wurde. Dies bestätigen auch die Ergebnisse von EVANS & MARATHE [38], die zentrische Zugversuche an Probekörpern mit Loch durchführten. Während das Dehnungsmaximum am Lochrand mit steigender Zugbelastung zunahm, waren die Zugspannungen zunehmend gleichmäßiger verteilt (Bild 2.84). Die Dehnungen am Lochrand entsprachen in etwa der doppelten zentrischen Zugbruchdehnung von $0,10 \text{ ‰}$ bis $0,15 \text{ ‰}$. Die Zugspannungen am Lochrand betrugen zu Beginn des Versuches in etwa das 1,5-fache der mittleren Zugspannungen. Mit zunehmender Laststeigerung erfolgte jedoch eine Umlagerung, so dass diese Spannungskonzentration abnahm und auch keinen Einfluss auf die Bruchspannungen hatte.

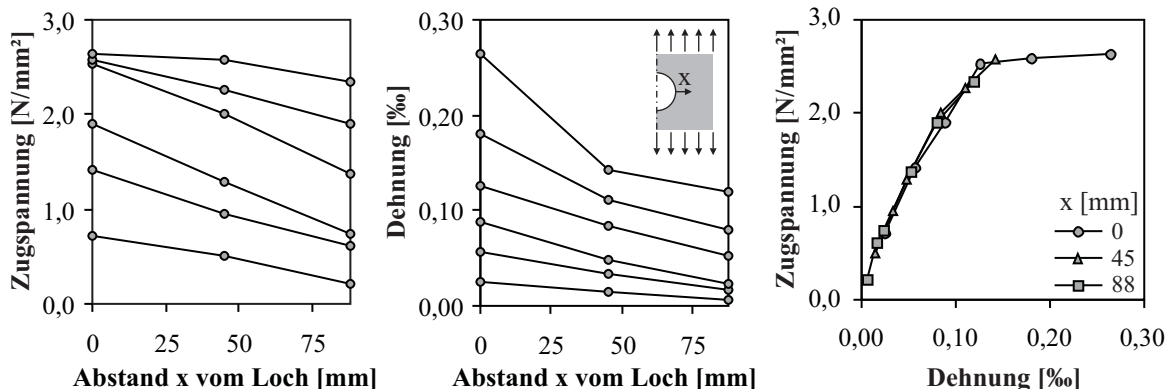


Bild 2.84: Zugspannungs- und Dehnungsverteilung um ein Loch im zentrischen Zugversuch, EVANS & MARATHE [38]

BILCIK & PRIECHODSKY [13] konnten am Innenrand mit $2,4 \text{ ‰}$ tangentialen Dehnungen verzeichnen, die das 20-fache der Betonzugbruchdehnung betrugen. Dies bestätigt ebenfalls die Vermutung, dass im Inneren der Kreisringe bereits radiale Risse mit einer gewissen Öffnung vorhanden waren, bevor das Versagen

eintrat. Bei einer Messlänge von 8 mm entspräche die gemessene Dehnung in etwa einer Rissbreite von 0,02 mm. Die Kreisringe mit dem gleichen Innendurchmesser wie bei MARTIN, aber einer wesentlich geringeren Höhe ($h/d_i = 1,7$), wiesen deutlich niedrigere Innendrucke als bei MARTIN auf. Dies kann auf die fehlenden Umlagerungsmöglichkeiten in Längsrichtung und das relativ geringe Größtkorn von 4 mm zurückgeführt werden. Mit dem Modell von TEPFERS wird der Innendruck am zutreffensten vorausgesagt (Bild 2.83).

NOGHABAI [102, 103] untersuchte an Betonzylindern unter Innendruckbelastung den Einfluss der Betonfestigkeit sowie einer vorhandenen spiralförmigen Bewehrung und der Zugabe von Stahlfasern. Bei den unbewehrten Probekörpern traten wie bei NEUNER ET AL. nur zwei Radialrisse beim Versagen auf. Je kleiner die Ganghöhe der eingelegten Spirale war, desto mehr Radialrisse bildeten sich und umso höher war bei gleichbleibender Betonzugfestigkeit die Tragfähigkeit der Zylinder (Bild 2.85a). Die Zugabe von Stahlfasern führte insgesamt zu einer höheren Betonzugfestigkeit und zur Bildung mehrerer Radialrisse und damit zu einem duktileren Verhalten. Ein Volumenanteil von 2 % Stahlfasern bewirkte ein zunehmend plastisches Materialverhalten und eine Erhöhung des maximalen Innendrucks um 16 % (Bild 2.85b).

Prinzipiell wird für die Versuchsergebnisse von NOGHABAI mit den Zugringmodellen von VAN DER VEEN und NOGHABAI die beste Übereinstimmung erreicht. Lediglich im Fall einer höheren Druckfestigkeit von 157 N/mm^2 wird nur noch mit dem NOGHABAI-Ansatz der Innendruck zutreffend prognostiziert. Die Ursache hierfür liegt jedoch in den speziell für den spröderen VHSC festgelegten Materialparametern im Zugringmodell, während die Parameter bei VAN DER VEEN nur für Normalbeton angegeben wurden und daraus die größeren Abweichungen resultieren.

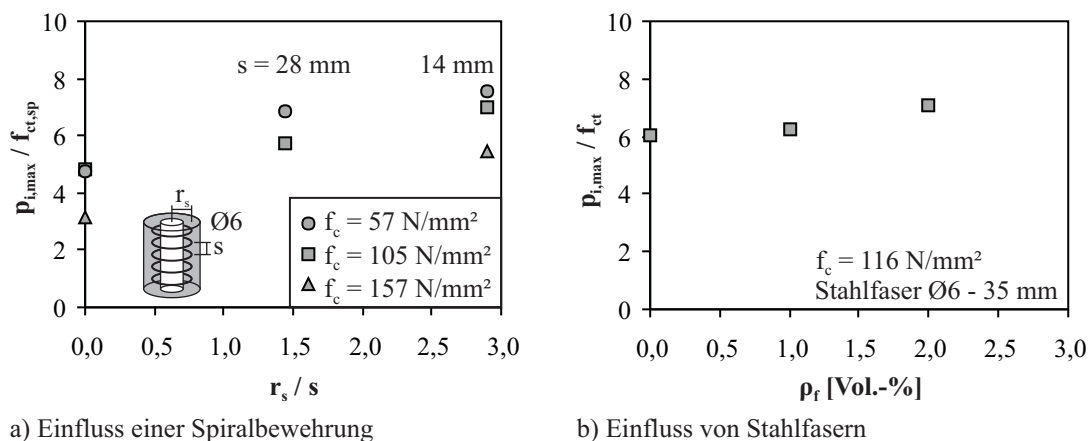


Bild 2.85: Einfluss einer spiralförmigen Bewehrung und der Zugabe von Stahlfasern auf die Tragfähigkeit von Betonzylindern unter Innendruckbelastung, NOGHABAI [102, 103]

2.7.3.7 Zusammenhang zwischen Innendruck und Verbundspannung

Das Verhältnis der längs gerichteten Ausziehkraft zur radial zur Stabachse gerichteten Sprengkraft wurde von TEPFERS [145] über den Winkel α beschrieben (Bild 2.76), welcher von der Höhe der Ausziehbelastung abhängt, vgl. TEPFERS & OLSSON [148] und Abschnitt 2.2. Damit ergibt sich der Verbundwiderstand in Abhängigkeit des herrschenden Innendrucks p_i zu

$$p_i = \tau \cdot \tan \alpha \quad (2.96)$$

Für die Nachrechnungen von Ausziehversuchen mit Spaltbruchversagen setzte TEPFERS [147] einen Winkel $\alpha = 45^\circ$ an. Die Verbundwiderstände für Betondeckungen von $c/d_s = 1 \dots 4$ wurden mit dem elastisch gerissenen Modellansatz dabei durchweg unterschätzt (Bild 2.86a).

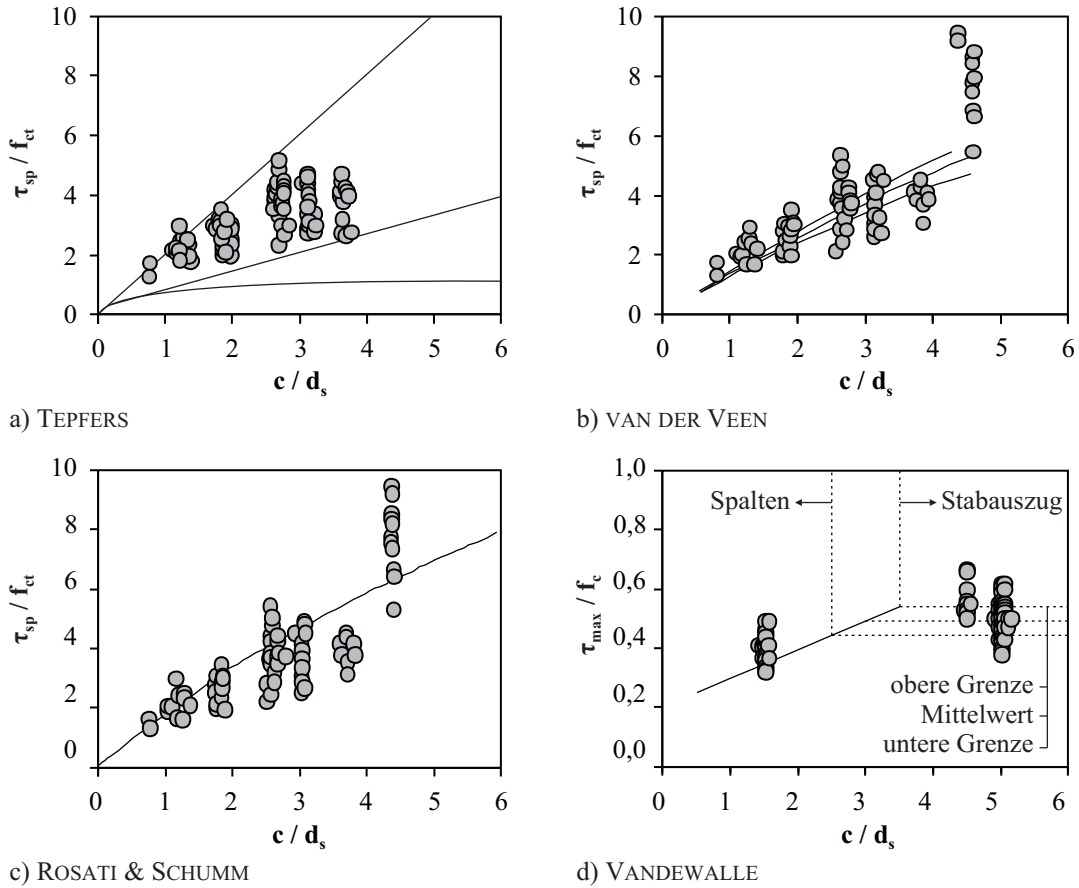


Bild 2.86: Vergleich der Modelle von TEPFERS [145], VAN DER VEEN [151], ROSATI & SCHUMM [123] und VANDEWALLE [153] mit Versuchsdaten

VAN DER VEEN [151] wählte in seinem Modell ebenfalls den Ansatz über $p_i = \tau \cdot \tan \alpha$. Mit einem Winkel $\alpha = 45^\circ$ und $n = 1$ radialen Rissen konnte bereits eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen erreicht werden (Bild 2.86b). Die Angaben zum Winkel α wurden anhand der Untersuchungen von MARTIN [83] und ELIGEHAUSEN [34] weiter spezifiziert. VAN DER VEEN leitete unabhängig von der Betondeckung entsprechende Werte für α nach Tabelle 2.7 ab. Mit zunehmender Betondeckung und steigendem Stabdurchmesser ergibt sich ein geringerer Winkel α . Für bezogene Betondeckungen $c/d_s \leq 2$ wurde vereinfachend die Annahme von $\alpha = 40^\circ$ als ausreichend genau angesehen. Für größere Betondeckungen wählte VAN DER VEEN vereinfachend den Winkel $\alpha = 35^\circ$.

Tabelle 2.7: Winkel α [°], VAN DER VEEN [152]

d_s [mm]	$c/d_s = 1$	$c/d_s = 2$	$c/d_s = 3$
10	44,3	40,9	34,2
16	34,5	33,8	31,5
26	26,5	29,5	-

Die Verknüpfung zwischen dem herrschenden Innendruck $p_{i,max}$ und der Verbundspannung τ_{max} stellten ROSATI & SCHUMM [123] mit einem bereits von GAMBAROVA ET AL. [43] verwendeten empirischen Ansatz nach Gl. (2.97) her. Dieser berücksichtigt die am Stab vorliegende Rissbreite w_{max} des Spaltrisses. In Anbetracht der großen Streuung der Versuchsdaten kann mit dem gewählten Ansatz in etwa deren Mittelwert berechnet werden (Bild 2.86c).

$$\tau_{max} = \tau_0 + k_t \cdot p_{i,max} = f_{c,cyl} \cdot \left(0,091 + 1,22 \cdot \frac{w_{max}}{d_s} \right) + \left(0,710 + 2,46 \cdot \frac{w_{max}}{d_s} \right) \cdot p_{i,max} \quad (2.97)$$

VANDEWALLE [153] modifizierte das elastisch gerissene Zugringmodell von TEPFERS [145] in der Form, dass die Verbundspannung τ und der maximal aufnehmbare Innendruck $p_{i,max}$ nicht über den Winkel α sondern über das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium in Beziehung gesetzt werden (Bild 2.87).

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\sqrt{K}}{2} \cdot \left(1 + (1 - K) \cdot \frac{p_i}{f_{ct}} \right) \quad \text{mit} \quad K = \frac{f_{ct}}{f_c} \quad (2.98)$$

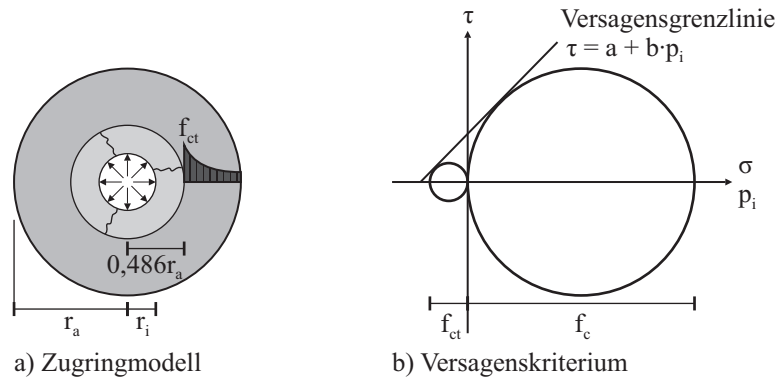


Bild 2.87: Zugringmodell von VANDEWALLE [153]

Mit dem maximal aufnehmbaren Innendruck nach Gl. (2.62) und dem Radius r_{cr} nach Gl. (2.63) ergibt sich der maximale Verbundwiderstand bei Spaltbruchversagen gemäß Gl. (2.99) und (2.100). Bei der Nachrechnung von Balkenversuchen stellte der gewählte Ansatz ebenfalls eine Untergrenze dar (Bild 2.86d).

$$p_{i,max} = 0,3 \cdot f_{ct,sp} \cdot \frac{r_a}{r_i} = 0,353 \cdot f_{ct} \cdot \frac{r_a}{r_i} \quad (2.99)$$

$$\frac{\tau_{sp}}{f_c} = \frac{\sqrt{K}}{2} \cdot \left(1 + (1 - K) \cdot 0,353 \cdot \frac{r_a}{r_i} \right) \quad \text{für} \quad c/d_s \leq 3 \quad (2.100)$$

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich mit dem plastischen und den elastisch gerissenen Zugringmodellen der maximal aufnehmbare Innendruck eines dickwandigen Kreistrings bzw. -zylinders am zutreffendsten vorhersagen lässt. Hierbei ist es von großer Bedeutung, dass der Berechnung reale, experimentell bestimmte Zugfestigkeiten zugrunde liegen. Prinzipiell ist zu beobachten, dass mit zunehmender Probekörperhöhe der maximal aufnehmbare Innendruck steigt, was aus den Umlagerungsmöglichkeiten in Längsrichtung, wie sie auch bei realen Einbettungslängen vorhanden sind, resultiert. Sobald hinsichtlich des Verbundwiderstandes der Innendruck in eine Verbundspannung umgerechnet werden soll, kommt als zusätzliche Unbekannte der Winkel α zwischen der längs und radial gerichteten Wirkungskomponente hinzu, welcher wiederum von der Belastungshöhe abhängig ist.

2.8 Zulässige Verbundspannungen für die Bemessung in den Grenzzuständen

2.8.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

DIN 1045-1 [21]

Die Verbundwirkung fand in DIN 1045-1 [21] direkten Eingang bei der Berechnung der Verankerungslänge. Die Basis bildete das sogenannte „Grundmaß der Verankerungslänge“ l_b , mit welchem für ein gerades

Stabende die Kraft im Bewehrungsstahl $F_{sd} = f_{yd} \cdot A_s$ unter Annahme einer konstanten mittleren Verbundspannung f_{bd} verankert wird.

$$F_{sd} = f_{bd} \cdot u_s \cdot l_b \quad \rightarrow \quad l_b = \frac{F_{sd}}{f_{bd} \cdot u_s} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{bd} \cdot u_s} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (2.101)$$

Nach DIN 1045-1 [21] wurde in Abhängigkeit der folgenden Faktoren die zulässige Verbundspannung f_{bd} ermittelt:

- Verbundbedingungen (gut oder mäßig),
- Betonsorte (Normal- oder Leichtbeton),
- Stabdurchmesser ($d_s >$ bzw. ≤ 32 mm),
- Querdruck oder Querkzug,
- Betondeckung.

Für gute Verbundbedingungen und Normalbeton ermittelte sich die zulässige Verbundspannung aus dem 5 % - Quantilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit und dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton zu

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (2.102)$$

Für Stabdurchmesser größer 32 mm waren die zulässigen Verbundspannungen mit dem Faktor $(100 - d_s [\text{mm}])/100$ abzumindern. Bei einem vorhandenen Querdruck durfte eine Erhöhung der Verbundspannung mit dem Faktor $1/(1 - 0,04 \cdot p) \leq 1,5$ vorgenommen werden. Lag eine ausreichend hohe Betondeckung $\geq 10d_s$ vor, konnte alternativ pauschal eine um 50 % höhere Verbundspannung angesetzt werden. War durch einen anliegenden Querkzug mit einer Längsrissbreite $w > 0,2$ mm zu rechnen, minderte sich die Verbundspannung auf $2/3 \cdot f_{bd}$ ab. Einen Vorschlag zur Übertragbarkeit der von IDDA [54] ermittelten Verbundspannungen unter Querkzug in das Sicherheitskonzept der DIN 1045-1 [21] unterbreiteten ZILCH ET AL. [160].

Bei der Berechnung der endgültigen Verankerungslänge aus dem Grundmaß nach Gl. (2.101) wurde weiterhin die Verankerungsart (gerader Stab, Winkelhaken oder Schlaufen), der Einfluss von angeschweißten Querstäben sowie das Verhältnis von vorhandener zu erforderlicher Bewehrungsmenge berücksichtigt.

DIN EN 1992-1-1 [26] und Model Code 1990 [16]

In DIN EN 1992-1-1 [26] wird prinzipiell ein ähnliches Vorgehen gewählt. Hier werden die bereits genannten Einflussfaktoren jedoch nicht bei der Ermittlung der Verbundspannung berücksichtigt, sondern fließen formal über die Vorfaktoren $\alpha_1 \dots \alpha_5$ in die Berechnung der Verankerungslänge nach Gl. (2.103) ein. Der Einfluss des Stabdurchmessers und der Verbundbedingungen werden bei der zulässigen Verbundspannung f_{bd} berücksichtigt.

$$l_b = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} \quad (2.103)$$

mit $f_{bd} = 2,25 \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c}$ für guten Verbund und $d_s \leq 32$ mm

Die Regelungen nach DIN EN 1992-1-1 [26] entsprechen denen nach MODEL CODE 1990 [16]. Davon abweichende Annahmen für die Bemessung in Deutschland regelt der Nationale Anhang (NA) [27].

Der Faktor α_1 berücksichtigt die Verankerungsart. Im folgenden werden nur gerade Zugstäbe betrachtet, für die gilt $\alpha_1 = 1$. Der Einfluss der Betondeckung wird über $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c - d_s)/d_s \leq 1,0$ erfasst. Hier ist jedoch bei geraden Stäben gemäß NA generell $\alpha_2 = 1$ zu wählen. Über die Faktoren $\alpha_3 = 1 - K \cdot (A_{sq} - A_{sq,min})/A_s$ und $\alpha_4 = 0,7$ ist sowohl bei nicht angeschweißter als auch bei angeschweißter Querbewehrung eine Abminderung der Verankerungslänge möglich, wobei die Wirksamkeit der Querbewehrung über den Wert K erfasst wird. Der Spannungszustand quer zum verankerten Stab wird über den Faktor α_5 berücksichtigt. Bei Querdruck darf eine Abminderung mit $0,7 \leq \alpha_5 = (1 - 0,04 \cdot p) \leq 1,0$ vorgenommen werden. Gemäß NA ist bei einer Längsrisssbreite $w > 0,2$ mm infolge Querzugs eine Erhöhung der Verankerungslänge mit $\alpha_5 = 1,5$ vorzusehen. Für eine allseitige, durch Bewehrung gesicherte Betondeckung von mindestens $10d_s$ darf gemäß NA $\alpha_5 = 2/3$ angesetzt werden. Im Vergleich zu DIN 1045-1 [21] ergeben sich somit, außer der Regelung zur Berücksichtigung nicht angeschweißter Querstäbe, keine Änderungen.

ACI 318-11 [4]

In ACI 318-11 [4] geht die Gleichung zur Berechnung der Verankerungslänge l_d auf einen empirischen Ansatz von ORANGUN ET AL. [104] auf der Basis von Balkenversuchen zurück. Die mittlere Verbundspannung bei Spaltbruchversagen für Balken ohne Querbewehrung ergibt sich in Abhängigkeit der Verbundlänge l_b nach Gl. (2.104) in SI-Einheiten (vgl. ACI 408R-03 [6]).

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_{ck}}} = 0,10 + 0,25 \cdot \frac{c_{min}}{d_s} + 4,15 \cdot \frac{d_s}{l_b} \quad (2.104)$$

Eine vorhandene Querbewehrung A_{sq} mit dem Stababstand s erhöht den Verbundwiderstand der n verankerten bzw. gestoßenen Stäbe auf

$$\frac{\tau}{\sqrt{f_{ck}}} = 0,10 + 0,25 \cdot \frac{c_{min}}{d_s} + 4,15 \cdot \frac{d_s}{l_b} + \frac{A_{sq} \cdot f_y}{41,5 \cdot s \cdot n \cdot d_s} \quad (2.105)$$

Die Umrechnung in eine absolute Verbundkraft F_b ergibt

$$\frac{F_b}{\sqrt{f_{ck}}} = 0,25 \cdot \pi \cdot l_b \cdot (c_{min} + 0,4d_s) + 16,6 \cdot A_s + \frac{\pi \cdot l_b \cdot A_{sq} \cdot f_y}{41,5 \cdot s \cdot n} \quad (2.106)$$

Da die Gleichungen (2.104) und (2.105) für ein Spaltbruchversagen gelten, ist zur Vermeidung eines Ausziehversagens folgende Bedingung einzuhalten

$$\frac{1}{d_s} \left(c_{min} + 0,4 \cdot d_s + \frac{A_{sq} \cdot f_y}{10,34 \cdot s \cdot n} \right) \leq 2,5 \quad (2.107)$$

Wird in Gl. (2.106) anstelle F_b die Stabkraft $A_s \cdot f_y$ eingesetzt, ergibt sich mit kleinen Modifikationen die Verankerungslänge nach ACI 318-11 [4] für gute Verbundbedingungen und Normalbeton.

$$\frac{l_d}{d_s} = \left(0,9 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \cdot \frac{1}{(c + K_{tr})/d_s} \right) \quad \text{für} \quad \sqrt{f_{ck}} \leq 8,3 \text{ MPa} \quad (2.108)$$

$$\text{mit} \quad \frac{c_s + K_{tr}}{d_s} \leq 2,5 \quad \text{und} \quad K_{tr} = \frac{A_{sq} \cdot f_y}{10,34 \cdot s \cdot n} \quad (2.109)$$

Der Einfluss von mäßigen Verbundbedingungen, einer Stabbeschichtung, des Stabdurchmessers und der Verwendung von Leichtbeton wird über eine Reihe von Multiplikatoren berücksichtigt.

Model Code 2010 [39]

Im MODEL CODE 2010 [39] wurden im Vergleich zum MODEL CODE 1990 [16] einige Änderungen vorgenommen. Die Bemessungsverbundspannung $f_{bd,0}$ für Rippenstahl in guten Verbundbedingungen berechnet sich zu

$$f_{bd,0} = \frac{1,8}{\gamma_c} \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (2.110)$$

Mit der Abhängigkeit zur Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit wird damit eine Vereinheitlichung mit dem ebenfalls enthaltenen Verbundgesetz $\tau(s)$ geschaffen (vgl. Abschnitt 2.7.2). Über die Faktoren η_3 und η_4 wird die Größe des Stabdurchmessers und die Stahlfließgrenze berücksichtigt. Die Verbundspannung darf weiter erhöht werden, sofern eine ausreichende Betondeckung (Faktor α_2), Querbewehrung (Faktor α_3) oder ein Querdruck p vorhanden ist. Die Auswirkung von querschnittsinduzierten Längsrissen wird in Form einer 30%-igen Abminderung ebenfalls erfasst.

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{bd,0} + 2 \cdot p \leq 2,0 \cdot f_{bd,0} + 0,4 \cdot p \leq 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.111)$$

Die Obergrenze von $f_{bd} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ entspricht damit der maximalen Verbundspannung bei einem Ausziehversagen entsprechend dem Verbundgesetz $\tau(s)$ in Abschnitt 2.7.2, wie sie von ELIGEHAUSEN ET AL. [37] an Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge ermittelt wurde.

2.8.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) werden hauptsächlich die zulässigen Rissabstände, Rissbreiten und Verformungen durch die Qualität des Verbundes beeinflusst. Einen Überblick über die Hintergründe der normativen Regelungen wird von LINDORF & LEMNITZER [76] gegeben und soll an dieser Stelle nur kurz dargestellt werden.

DIN 1045-1 [21], Model Code 1990 [16] und Model Code 2010 [40]

Die Verbundwirkung wurde in DIN 1045-1 [21] bei der Berechnung der Rissbreiten ebenfalls berücksichtigt. Die Formel für die direkte Berechnung der Rissbreite setzte sich aus dem Produkt des maximalen Rissabstands und der mittleren Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton zusammen.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.112)$$

Die Verbundspannung floß direkt bei der Bestimmung des maximalen Rissabstands ein. Dieser errechnete sich unter der Annahme, dass zwischen zwei Rissen die Zugfestigkeit gerade erreicht wird. Beim Erreichen der Betonzugfestigkeit entsteht ein Riss, in welchem die Zugspannung $\sigma_{s,cr}$ allein vom Stahl aufgenommen werden muss. Unter der Annahme, dass bei abgeschlossenem Rissbild Bereiche vorhanden sind, in denen die Betonspannung der Zugfestigkeit f_{ct} entspricht, gilt für die Risslast der effektiven Zugzone $A_{ct,eff}$

$$F_{cr} = \sigma_{s,cr} \cdot A_s = f_{ct} \cdot A_{ct,eff} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,cr} = f_{ct} \cdot \frac{A_{ct,eff}}{A_s} = \frac{f_{ct}}{\rho_{eff}} \quad \text{mit} \quad \rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{ct,eff}} \quad (2.113)$$

Die Einleitungslänge l_t für diese Risslast ergab sich entsprechend Gl. (2.101). Jedoch wurde anstelle der Stahlfließgrenze f_{yd} die Stahlspannung $\sigma_{s,cr}$ infolge der Risslast sowie anstelle der Bemessungsverbundspannung f_{bd} die mittlere Verbundspannung entlang der Einleitungslänge τ_m eingesetzt.

$$l_t = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{s,cr}}{\tau_m} = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_m} \cdot \frac{d_s}{\rho_{eff}} \quad (2.114)$$

Es wurde vorausgesetzt, dass der maximale Rissabstand der doppelten Einleitungslänge l_t entspricht. Durch Einsetzen von Gl. (2.114) lässt sich herleiten, dass die mittlere Verbundspannung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unabhängig von der Belastungshöhe zu $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ct}$ angesetzt war.

$$s_{r,max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{eff}} = 2 \cdot l_t = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_m} \cdot \frac{d_s}{\rho_{eff}} \rightarrow \tau_m = 1,8 \cdot f_{ct} \quad (2.115)$$

Dies galt ebenfalls für den maximalen Rissabstand bei Einzelrissbildung.

$$s_{r,max} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (2.116)$$

Bei der Berechnung der Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton war die Verbundwirkung im letzten Term, der die Zugversteifung des Betons berücksichtigt, ebenfalls indirekt enthalten. Über den Faktor $k_t = 0,6 \cdot 2/3 = 0,4$ wurde zusätzlich das Verbundkriechen berücksichtigt.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} &= \varepsilon_s - k_t \cdot \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \frac{f_{ct}}{E_s} \cdot \frac{A_{ct,eff}}{A_s} \\ \varepsilon_{cm} &= k_t \cdot \frac{f_{ct}}{E_{cm}} \\ \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \frac{f_{ct}}{E_s \cdot \rho_{eff}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \rho_{eff}\right) \end{aligned} \quad (2.117)$$

Im MODEL CODE 1990 [16] und MODEL CODE 2010 [40] beruht die Berechnung der Rissbreiten bei abgeschlossenem Rissbild ebenfalls auf den Ansätzen nach Gl. (2.112) und (2.115). Gemäß MODEL CODE 1990 [16] führt diese Annahme zu einem 75%-Quantilwert der Rissbreite. Eine mittlere Rissbreite wird über eine Verbundspannung von $\tau = 2,25 \cdot f_{ct}$ erzielt. Lediglich der Faktor k_t darf bei Kurzzeitbelastung abweichend zu 0,6 gewählt werden.

DIN EN 1992-1-1 [26]

Die direkte Berechnung der Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 [26] erfolgt formal analog zu DIN 1045-1 [21] nach Gl. (2.112). Die Regelungen der DIN EN 1992-1-1 [26] gehen inhaltlich jedoch zu großen Teilen auf die Arbeiten von MARTIN ET AL. [87] bzw. SCHIESSL [131] zurück. Danach berechnet sich der maximale Rissabstand $s_{r,max}$ über folgende Beziehung.

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{d_s}{\rho_{eff}} \quad (2.118)$$

Der Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundeigenschaften der Bewehrung wird für Rippenstahl zu $k_1 = 0,8$ gesetzt, was einer Verbundspannung $\tau = 1,25 \cdot f_{ct}$ entspricht (vgl. auch LINDORF & LEMNITZER [76]). Für Deutschland wird Gl. (2.118) im Nationalen Anhang [27] durch Gl. (2.115) ersetzt, so dass sich für die Rissbreitenberechnung und die zugrunde liegenden Annahmen der Verbundwirkung keine Änderungen gegenüber DIN 1045-1 [21] ergeben.

ACI 318-11 [4]

Gemäß ACI 318-11 [4] wird die Rissbreitenbeschränkung über konstruktive Bewehrungsregeln gewährleistet. Es wird von einem proportionalen Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Rissbreite ausgegangen. Als Haupteinflussparameter werden der Stababstand und die Betondeckung berücksichtigt. Der zulässige Stababstand zur Beschränkung der Rissbreite ermittelt sich nach Gl. (2.119). Damit sollen praxisübliche Rissbreiten gewährleistet werden.

$$s [\text{mm}] = 380 \cdot \frac{280 \text{ N/mm}^2}{\sigma_s} - 2,5 \cdot c \leq 300 \cdot \frac{280 \text{ N/mm}^2}{\sigma_s} \quad (2.119)$$

2.9 Zusammenfassung

Die positiven Eigenschaften des Stahlbetons sind vor allem auf die Verbundwirkung zwischen den beiden Einzelkomponenten Stahl und Beton zurückzuführen. Der Verbundmechanismus der heutzutage verwendeten Rippenstähe wird dabei hauptsächlich durch die Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton geprägt. Mit steigender Beanspruchung werden die Betonkonsolen zwischen den Rippen zerstört bzw. abgesichert und es können zwei wesentliche Verbundversagensarten unterschieden werden. Bei einem Spaltbruchversagen wird die Betondeckung durch einen Riss entlang des Stabes aufgespalten und es kommt zu einem schlagartigen Verlust des Verbundwiderstandes, sofern keine Querbewehrung vorhanden ist. Ein Ausziehversagen des Stabes tritt hingegen nur bei einer ausreichenden Umschnürung durch eine große Betondeckung oder Querbewehrung ein.

Seit ca. einem Jahrhundert steht die Erforschung der Verbundeigenschaften von Rippenstählen im Fokus zahlreicher experimenteller Untersuchungen. Die Untersuchung des Verbundverhaltens zwischen Betonstahl und Beton wurde in der Vergangenheit mittels einer Vielzahl von Versuchskörpern realisiert, deren unterschiedliche Randbedingungen jedoch auch Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse hatten. Aufgrund ihres einfachen Aufbaus und ihrer günstigen Herstellbarkeit und Durchführbarkeit haben sich Ausziehversuche an zumeist würfelförmigen Prüfkörpern durchgesetzt, welche bezüglich ihrer Ausbildung und Durchführung bereits 1970 durch RILEM [118] vereinheitlicht wurden.

Einer der Haupteinflussfaktoren im würfelförmigen Ausziehkörper mit einem zentrisch einbetonierten Stab ist auf versuchstechnischer Seite die einbetonierte Verbundlänge des Betonstahls. Grundsätzlich werden kurze Verbundlängen kleiner bzw. gleich des fünffachen Stabdurchmessers bevorzugt, da hier von einer nahezu konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge ausgegangen werden kann. Im Allgemeinen wird das Verbundverhalten über die sogenannte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung charakterisiert, bei der die gemittelte Verbundspannung über den Schlupf am unbelasteten Stabende aufgetragen wird. Generell gilt, je größer im Ausziehversuch die Einbettungslänge des Betonstahls ist, desto ungleichmäßiger sind auch die Verbundspannungen verteilt. Aus den Versuchsdaten der Literatur lässt sich ableiten, dass die über die Verbundlänge gemittelte Verbundspannung bei steigender Verbundlänge abnimmt. Inwieweit sich die Verbundlänge auf den dazugehörigen Schlupf am unbelasteten Stabende auswirkt, kann anhand der zur Verfügung stehenden Daten aus der Literatur nicht geklärt werden.

Es stellt sich daher die wichtige Frage der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse an Ausziehversuchen auf die Verbundsituation in realen Bauteilen. In der Vergangenheit wurden hauptsächlich mehr oder weniger aufwändige Rechenverfahren entwickelt, mit deren Hilfe sich die Verbundspannungsverteilung einer langen Einbettungslänge anhand der Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bestimmen lässt. Es fehlen jedoch eindeutige Empfehlungen, wie direkt aus einem Ausziehversuch Verbundspannungen ermittelt werden können, die für die Bemessung von realen Verbundlängen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit benötigt werden.

Seitens der baustofflichen Einflussfaktoren wirken sich die Betonfestigkeit sowie die Oberflächenprofilierung des einbetonierten Stabes maßgeblich auf die Verbundeigenschaften aus. Mit steigender Betonzug- bzw. Betondruckfestigkeit nehmen der Spaltbruchwiderstand der Betondeckung als auch die maximale Verbundspannung bei einem Ausziehversagen zu. Weiterhin resultiert aus der Zunahme der Betonfestigkeit eine Zunahme der Verbundsteifigkeit, d. h. eine Abnahme der Schlupfwerte. Eine stärkere Oberflächenprofilierung des Stabes, die durch einen steigenden Wert der bezogenen Rippenfläche ausgedrückt wird, hat ebenfalls sinkende Schlupfwerte und damit ein steiferes Verbundverhalten zur Folge. Ein signifikanter Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximalen Verbundspannungen bei einem Spaltbruch- bzw. Ausziehversagen lässt sich aus den verfügbaren Daten in der Literatur jedoch nicht erkennen. Die Größe der Betondeckung bzw. eine vorhandene Querbewehrung wirken sich in erster Linie auf die Verbundversagensart aus. Aus den Literaturdaten kann der Übergang von einem Spaltbruch- zu einem Ausziehversagen für Betondeckungen zwischen dem 2,5- bis 4-fachen Stabdurchmesser abgeleitet werden.

Das häufig verwendete Verbundgesetz aus dem MODEL CODE 2010 [39], welches auf Ausziehversuchen mit einer kurzen Verbundlänge von ELIGEHAUSEN ET AL. [37] basiert, unterscheidet ebenfalls die beiden Versagensmechanismen des Spaltens und des Stabauszugs. Es berücksichtigt den Einfluss der Betonfestigkeit auf die Verbundspannungen, nicht jedoch auf die dazugehörigen Schlupfwerte. Weiterhin findet die bezogene Rippenfläche keinen Eingang bei der Bestimmung der Modellparameter.

Eine Belastung quer zum einbetonierten Stab wirkt sich ebenfalls auf dessen Verbundeigenschaften aus. Während sich bei einer Querdruckbelastung der Verbundwiderstand erhöht, wirken sich Risse entlang des Stabes infolge einer Querkzugbelastung in einer verminderten Verbundsteifigkeit sowie einem geringeren maximalen Verbundwiderstand aus. Liegt die Querkzugbelastung noch unterhalb der Risslast des Betons, begünstigt sie in jedem Fall ein Spaltbruchversagen. Wie sich jedoch eine Querkzugbelastung auf den gesamten Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und auf den Verbundversagensmodus in Abhängigkeit der Dicke der Betondeckung auswirkt, war bisher nicht Gegenstand experimenteller Untersuchungen.

In der aktuell gültigen DIN EN 1992-1-1 [26] werden Verbundspannungen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zur Verfügung gestellt. Neben der Betonfestigkeit geht auch die Dicke der Betondeckung und eine Querdruck- bzw. Querkzugbelastung in deren Berechnung mit ein. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Verbundspannungen indirekt Bestandteil der Rissbreitenberechnung und an dieser Stelle nur von der Betonfestigkeit abhängig. Aus welchen experimentellen Daten bzw. theoretischen Berechnungen die Bemessungsverbundspannungen abgeleitet wurden, konnte durch das Literaturstudium nicht abschließend geklärt werden.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten

3.1 Versuchsprogramm

Um das Verbundverhalten von Betonstählen unter Querkzug zu untersuchen, wurden Ausziehversuche an würfelförmigen Probekörpern mit einer kurzen Verbundlänge gewählt. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte aus einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und C40/50 und Stabdurchmessern mittlerer Größe von Ø16, Ø20 und Ø25. In den Versuchen blieb das Querkzugniveau stets unterhalb der Risslast, so dass kein Riss entlang des ausziehenden Stabes infolge der Querkzugbelastung auftrat. Der Belastungsbereich unterhalb der Erstrisslast wurde in vier bis fünf Querkzugniveaus eingeteilt. Eine Versuchsserie bestand aus je vier Probekörpern, deren Herstellung aus der gleichen Betoncharge erfolgte. Als Referenzversuche wurden Ausziehversuche ohne Querkzug sowie Versuche ohne Ausziehbelastung zur Ermittlung der Querkzugtragfähigkeit durchgeführt.

Um auch die radiale Verbundwiderstandskomponente experimentell zu ermitteln, wurden darüber hinaus Ausziehversuche analog den von TEPFERS & OLSSON [148] vorgeschlagenen Ringtests gewählt (siehe Abschnitt 2.2.3). Um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten, erfolgte die Probekörperherstellung mit den gleichen Stabdurchmessern und Betonfestigkeiten wie bei den würfelförmigen Ausziehkörpern. Eine Übersicht des Versuchsprogramms zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Betonstahl unter Querkzug gibt Tabelle 3.1.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Betonstahl unter Querkzug

Beton	Ausziehversuche					Ringtests				
	d_s [mm]	l_b [mm]	l_b/d_s [-]	c/d_s [-]	Anzahl [Stk.]	d_s [mm]	l_b [mm]	l_b/d_s [-]	c/d_s [-]	Anzahl [Stk.]
C40/50	16	32	2,0	5,75	40	16	48	3,0	4,47	12
	20	40	2,0	4,50	32	20	48	2,4	3,48	4
	25	50	2,0	3,50	32	25	48	1,9	2,68	4
C20/25	16	32	2,0	5,75	24	16	48	3,0	4,47	4
	20	40	2,0	4,50	24	20	48	2,4	3,48	4

3.2 Ausziehversuche unter Querkzugbelastung

3.2.1 Probekörper und Messtechnik

Die Form der Probekörper für die Ausziehversuche war an die Empfehlungen nach RILEM [118, 119] angelehnt. Die Ausziehversuche wurden an würfelförmigen Probekörpern mit einer Kantenlänge von 200 mm durchgeführt. Um eine gleichmäßige Querkzugbeanspruchung in der Verbundzone zu erzeugen, befand sich die kurze Verbundlänge von $2d_s$ in der Mitte der Probekörper. In den Bereichen ober- und unterhalb der Einbettungslänge erzeugten auf den Stab gestreifte Plastikhülsen verbundfreie Zonen.

Zur Minimierung der Reibeinflüsse lagerte der Probekörper mit möglichst geringer Kontaktfläche auf einer Kraftmessdose (KMD), welche mit einer reibungsarmen Gummiauflage versehen war. An zwei gegenüber

liegenden Seiten der Probekörper wurden sehr steife Stahlplatten mit Zwei-Komponenten-Kleber aufgeklebt, über die der Querkzug eingeleitet wurde (Bild 3.1a). Die Versuchsparameter jedes Einzelversuchs sind in Anhang B, Tabelle B.1 angegeben.

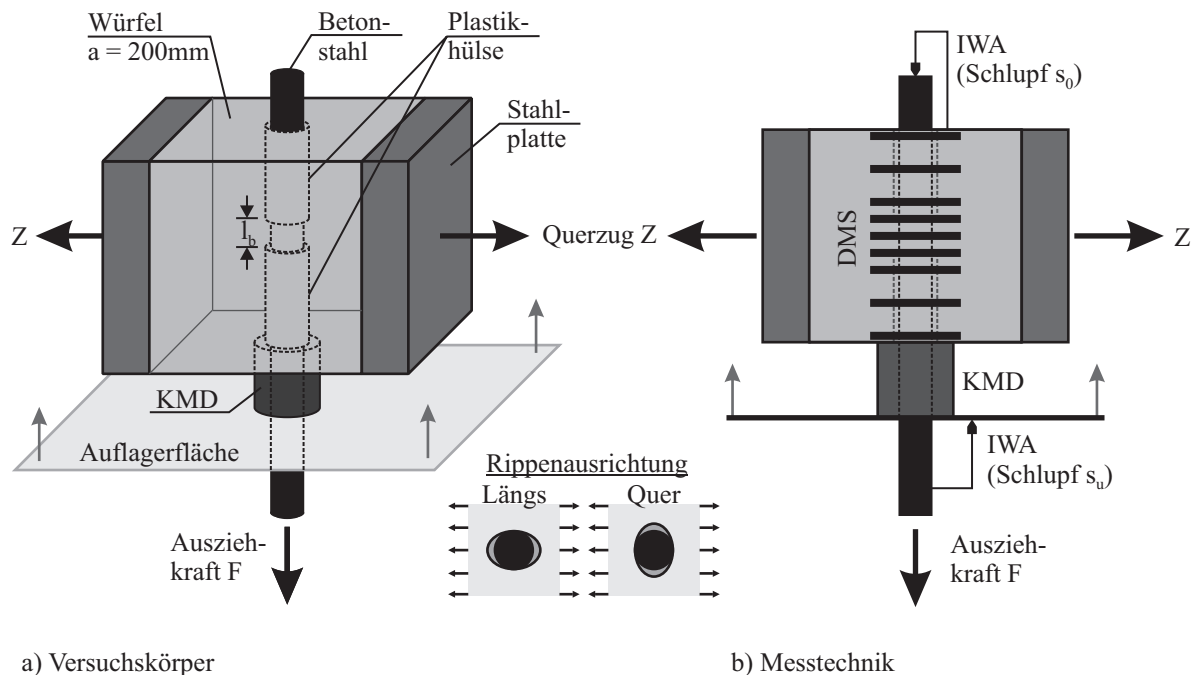


Bild 3.1: Versuchskörper und Messtechnik für die würfelförmigen Ausziehversuche

Während des Ausziehvorgangs wurde der Schlupf am unbelasteten Stabende mit einem induktiven Wegaufnehmer (IWA) gemessen. Die Schlupfmessung auf der belasteten Stabseite erfolgte indirekt über die Verschiebungsmessung zwischen Stahl und Auflagerplatte der Aufhängekonstruktion. Die Messung der Ausziehkraft wurde einerseits über die Maschinenkraft und andererseits über die Kraftmessdose, auf die der Ausziehkörper auflagerte, realisiert (Bild 3.1b). Zur Kontrolle der Dehnungsverteilung infolge der Querkzugbelastung wurden Dehnmessstreifen (DMS) mit 60 mm Messlänge in Richtung der Querkzugbeanspruchung auf die Probekörper appliziert (Bild 3.2). Mittels dieser Dehnmessstreifen konnten ebenfalls die durch die Ausziehbelastung des Stabes induzierten Ringdehnungen aufgezeichnet werden. Je Versuchsserie, bestehend aus vier Einzelversuchen, wurde jeweils *ein* Probekörper gemäß Bild 3.2 mit 14 DMS ausgestattet, während bei den anderen drei Probekörpern nur der in Bild 3.2 dargestellte DMS 5 in Höhe der Verbundzone und der DMS 10 auf der Oberseite neben dem Ausziehstab appliziert war.

3.2.2 Herstellung und Lagerung

Vor der Betonage wurden die Plastikhülsen auf die Betonstäbe aufgebracht, um die Verbundlänge von $2d_s$ einzustellen und die verbundfreien Vorlängen zu realisieren. Am Übergang zwischen Plastikhülse und Verbundzone erfolgte die Abdichtung mit Silikon. Während des Ausziehversuchs verblieben die Plastikhülsen im Probekörper, um eine mögliche Vorschädigung der Verbundzone durch das Entfernen der Hülsen zu vermeiden. Nach der Versuchsdurchführung wurde an den aufgespaltenen Probekörpern die tatsächlich vorhandene Verbundlänge ausgemessen.

Zur Herstellung der würfelförmigen Ausziehkörper wurden Stahlschalungen verwendet, deren zwei gegenüberliegende Wände mit einer Bohrung für den Stahlstab versehen waren, siehe Bild 3.3a. Hier wurde der Stahlstab liegend eingebaut. Nach dem Einfüllen des Betons wurden die Versuchskörper auf einem Rütteltisch für 60 s bei 60 Hz verdichtet.

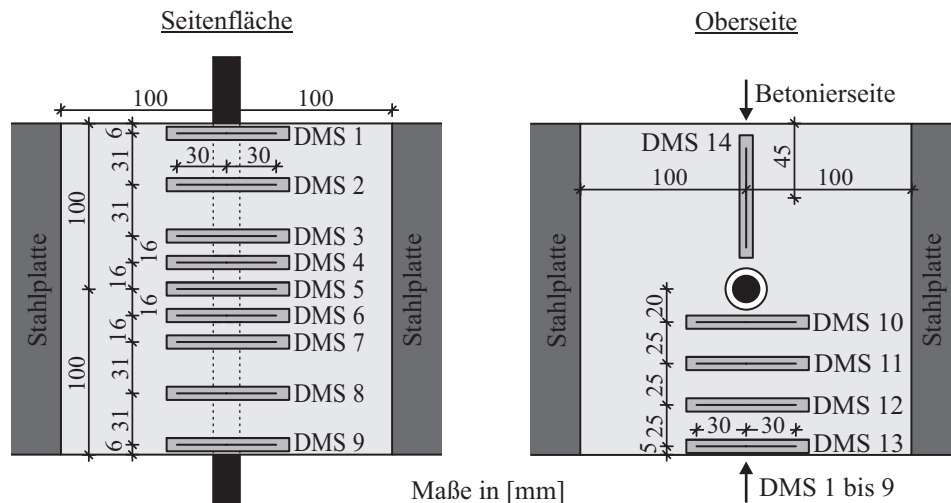


Bild 3.2: Anordnung der Dehnmessstreifen auf dem Ausziehkörper

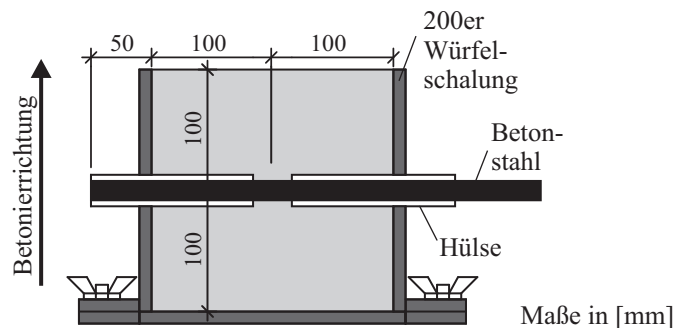


Bild 3.3: Verwendete Schalung für die Ausziehversuche

Bei allen Probekörpern, d. h. Ausziehkörpern und Standardprüfkörpern zur Bestimmung der Materialparameter, erfolgte die Lagerung nach DIN EN 12390-2 NA [22]. Sie wurden einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und anschließend sieben Tage in feuchte Tücher gewickelt und mit Folie abgedeckt gelagert. Die verbleibenden 21 Tage lagerten die Prüfkörper unter den Raumbedingungen des Prüflabors. Sämtliche Prüfungen fanden am 28. Tag nach der Betonage statt.

3.2.3 Versuchsstand

Die Ausziehversuche und Ringtests wurden in einer elektromotorisch kombinierten Zug-Druck-Prüfmaschine mit einer Lastkapazität von 250 kN durchgeführt. Die Auflagerung der Probekörper erfolgte über eine in die Prüfmaschine eingebaute Aufhängekonstruktion. Der Ausziehstab wurde mittels hydraulischen Spannzeugen eingespannt und in vertikaler Richtung ausgezogen.

Für das Aufbringen der Querkzugbelastung in horizontaler Richtung erfolgte die Konstruktion eines separaten Stahlrahmens. Die an die aufgeklebten Stahlplatten angeschlossenen Zugstangen wurden auf einer Seite hinter dem Stahlrahmen und auf der gegenüber liegenden Seite hinter einem auf den Stahlrahmen abgesetzten Hohlkolbenzylinder verankert, siehe Bild 3.4.

Während des Versuchs wurde zunächst das gewünschte Querkzugniveau manuell über ein Hydraulikaggregat eingestellt und konstant gehalten. Danach erfolgte das weggesteuerte Aufbringen der Ausziehbelastung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s. Die Ausziehbeanspruchung wurde solange fortgesetzt, bis entweder ein Spalten des Probekörpers auftrat oder am unbelasteten Stabende ein Schlupf von 10 mm erreicht war. In diesem Fall wurde im Anschluss die Querkzugbelastung bis zum Versagen des Probekörpers erhöht und die Resttragfähigkeit infolge des Querkzugs bestimmt.

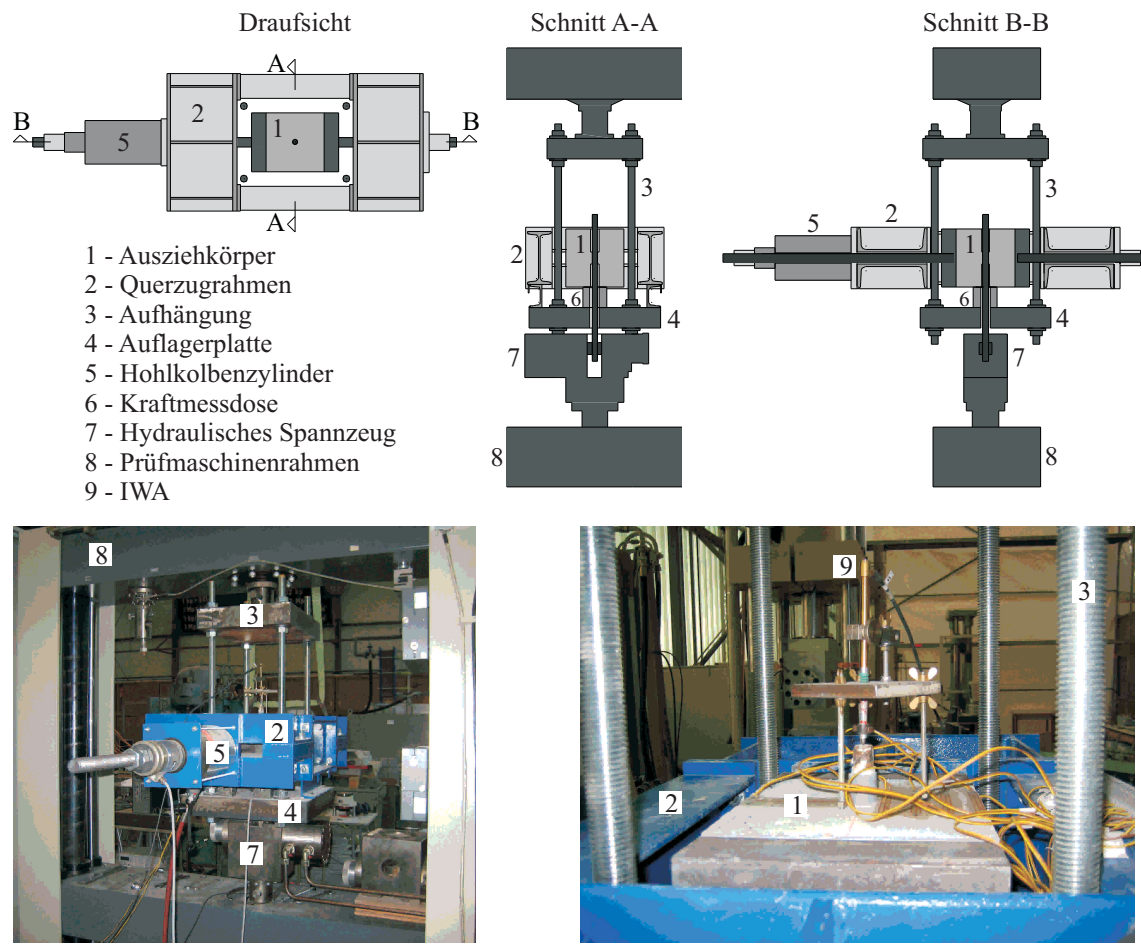


Bild 3.4: Versuchsstand für die Ausziehversuche

3.3 Ringtests

3.3.1 Probekörper und Messtechnik

Zu Vergleichszwecken wurden je Betonsorte und Stabdurchmesser sogenannte Ringtests durchgeführt. Die zylinderförmigen Probekörper mit einem Durchmesser von 159 mm und einer Höhe von 48 mm wurden von einem 1 mm dicken Edelstahlring umfasst. Der auszuziehende Betonstahlstab wurde zentrisch stehend über die gesamte Probekörperhöhe einbetoniert. Bei einer gleichen absoluten Verbundlänge von 48 mm ergaben sich somit drei verschiedene bezogene Verbundlängen von $3,0d_s$ ($\varnothing 16$), $2,4d_s$ ($\varnothing 20$) und $1,9d_s$ ($\varnothing 25$). Die Auflagerung der Probekörper erfolgte analog den würfelförmigen Ausziehkörpern.

Der Schlupf wurde ebenfalls am unbelasteten und belasteten Stabende mittels induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet. Die Messung der Stahlringdehnung erfolgte mit 10 mm langen Dehnmessstreifen an der Oberkante, der Unterkante und in mittlerer Höhe des Stahlrings jeweils an zwei Messpositionen, so dass insgesamt sechs Stahl-Dehnmessstreifen auf dem Ring angebracht waren. Die Versuchskörper für die Ringtests sowie die verwendete Messtechnik sind in Bild 3.5 dargestellt. Eine Übersicht der durchgeführten Ringtests ist in Tabelle 3.1 sowie in Anhang C, Tabelle C.1 zu finden.

3.3.2 Herstellung und Lagerung

Bei den Ringtests diente der verwendete Edelstahlring als verlorene Schalung. Hier musste der Stahlstab aus herstellungstechnischen Gründen stehend eingebaut werden, siehe Bild 3.6. Die Probekörper für die

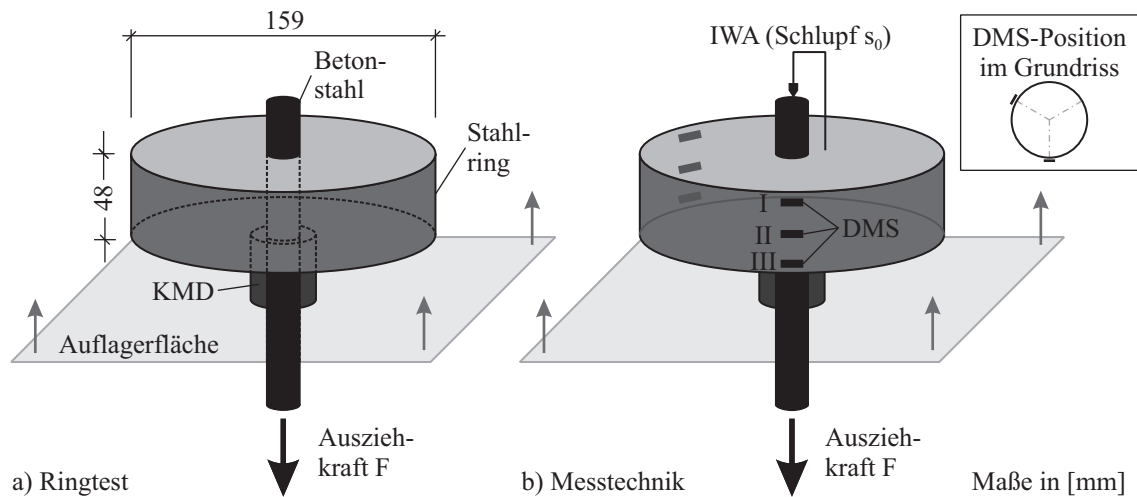


Bild 3.5: Versuchskörper und Messtechnik für die Ringtests

Ringtests wurden auf einem Rütteltisch für 45 s bei 60 Hz verdichtet. Die Lagerung erfolgte analog zu den Ausziehkörpern und Standardprüfkörpern nach DIN EN 12390-2 NA [22].

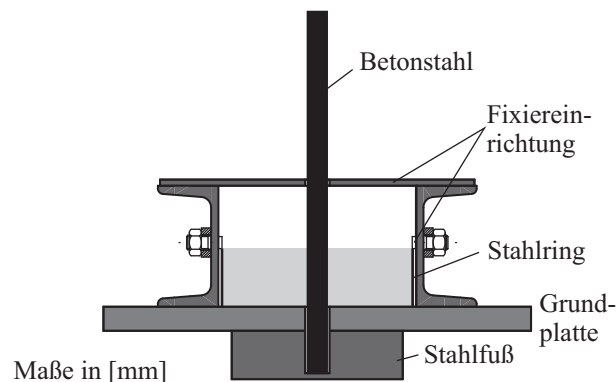


Bild 3.6: Verwendete Schalung für die Ringtests

3.3.3 Versuchsstand

Die Ringtests wurden in der gleichen Prüfmaschine und mit dem gleichen Versuchsaufbau wie die würfelförmigen Ausziehversuche geprüft. Das Aufbringen der Ausziehbelastung erfolgte ebenfalls mit einer Geschwindigkeit von 0,01 mm/s. Da nach dem Auftreten der Spaltrisse im Beton der Probekörper durch den außen liegenden Stahlring stabilisiert wurde, konnte bei jedem Versuch die Ausziehbelastung bis zu einem Schlupfwert am freien Stabende von 10 mm fortgeführt werden.

3.4 Verwendete Baustoffe

Die Rezepturen der beiden verwendeten Betonsorten sind in Tabelle 3.2 aufgeführt. Zur Bestimmung der Materialkennwerte jeder Versuchsserie wurden die Würfeldruckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit an jeweils drei Würfeln mit 150 mm Kantenlänge geprüft. Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls und der Zylinderdruckfestigkeit erfolgte an Standardzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm. Die Mittelwerte der einzelnen Materialfestigkeiten je Serie sind in Anhang A, Tabelle A.1 und A.2, zusammengestellt.

Tabelle 3.2: Rezepturen der verwendeten Betone

Bestandteil	Beton	Beton
	C40/50	C20/25
Zement CEM 42,5R [kg/m ³]	380,0	
Zement CEM 32,5R [kg/m ³]		270,7
Sand 0/2 [kg/m ³]	701,3	748,0
Kies 2/8 [kg/m ³]	593,3	748,0
Kies 8/16 [kg/m ³]	504,0	374,7
Wasser [l/m ³]	182,4	190,5
w/z-Wert	0,48	0,70

Für die Ausziehversuche wurde Betonstahl BSt500S mit Stabdurchmessern von 16 mm, 20 mm und 25 mm verwendet. Zur Bestimmung der Betonstahleigenschaften wurden je Stabdurchmesser drei Stäbe im Zugversuch geprüft sowie an je zwei Stäben die Oberflächengeometrie vermessen. Die Angaben zu Materialeigenschaften und Geometriewerten sind in Anhang A, Tabelle A.5 und A.6, zu finden. Für die Ringtests wurden Edelstahlringe (Werkstoff-Nr. 1.4301) verwendet, deren Materialdaten in Anhang A, Tabelle A.7 angegeben sind.

3.5 Versuche zum Einfluss der Verbundlänge

Um den Einfluss der Verbundlänge experimentell zu ermitteln, wurden zwei verschiedene Probekörpertypen verwendet (siehe Tabelle 3.3). Zum einen kamen die bereits beschriebenen würfelförmigen Ausziehkörper des Hauptversuchsprogramms zum Einsatz. Insgesamt wurden drei verschiedene Verbundlängen von $2d_s$, $5d_s$ und $10d_s$ geprüft, die mittels aufgesteckter Plastikhülsen realisiert wurden. Dabei war die Verbundlänge stets mittig in der Probekörperhöhe angeordnet (Bild 3.7a). Die Herstellung und Lagerung erfolgte analog den Hauptversuchen, wobei jedoch bei den Probekörpern mit $5d_s$ und $10d_s$ Verbundlänge keine Stahlplatten angeklebt waren. Für die Versuche wurde der Beton C20/25 und der Betonstahl Ø16 verwendet. Die eingesetzte Messtechnik entsprach den bereits beschriebenen Versuchen unter Querkzugbelastung.

Tabelle 3.3: Versuchsprogramm zum Einfluss der Verbundlänge

Serie	Nr.	Probekörper	d_s	l_b	l_b/d_s	Stab
			[mm]	[mm]	[-]	
S44	1 - 4	Würfel	16	32	2,0	16A
S48	1 - 4	Würfel	16	80	5,0	16A
S49	1 - 4	Würfel	16	160	10,0	16A
L1	1 - 4	Prisma	16	32	2,0	16B
L2	1 - 3	Prisma	16	80	5,0	16B
L3	1 - 3	Prisma	16	120	7,5	16B
L4	1	Prisma	16	160	10,0	16B
L4	2 - 4	Prisma	16	160	10,0	16C

Zum anderen kamen prismenförmige Probekörper zum Einsatz, die mit vier Querstäben bewehrt und mit einer Querschnittsschwächung entlang des einbetonierten Stabes versehen waren (Bild 3.7b). Diese dienten ursprünglich dazu, den Einfluss von Längsrissen infolge einer Querkzugbelastung in Kombination mit einer Ermüdungsbeanspruchung zu untersuchen (vgl. LINDORF [75]). Der Verbundlängeneinfluss wurde im statischen Ausziehversuch ohne Querkzug für vier verschiedene Verbundlängen ($2d_s$, $5d_s$, $7,5d_s$ und $10d_s$)

geprüft. Die veränderliche Verbundlänge befand sich hier ebenfalls mittig in der Probekörperhöhe. Während des Ausziehversuchs wurden die Ausziehkraft und der Schlupf am unbelasteten Stabende kontinuierlich aufgezeichnet. Eine ausführliche Beschreibung des Probekörpers, der Messtechnik und des Versuchsstandes sowie der Herstellung und Lagerung findet sich bei LINDORF [75]. Die wichtigsten Parameter der Versuchskörper zur Untersuchung des Einflusses der Verbundlänge sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt. Die Materialdaten der verwendeten Baustoffe finden sich in Anhang A, Tabelle A.2 und A.4.

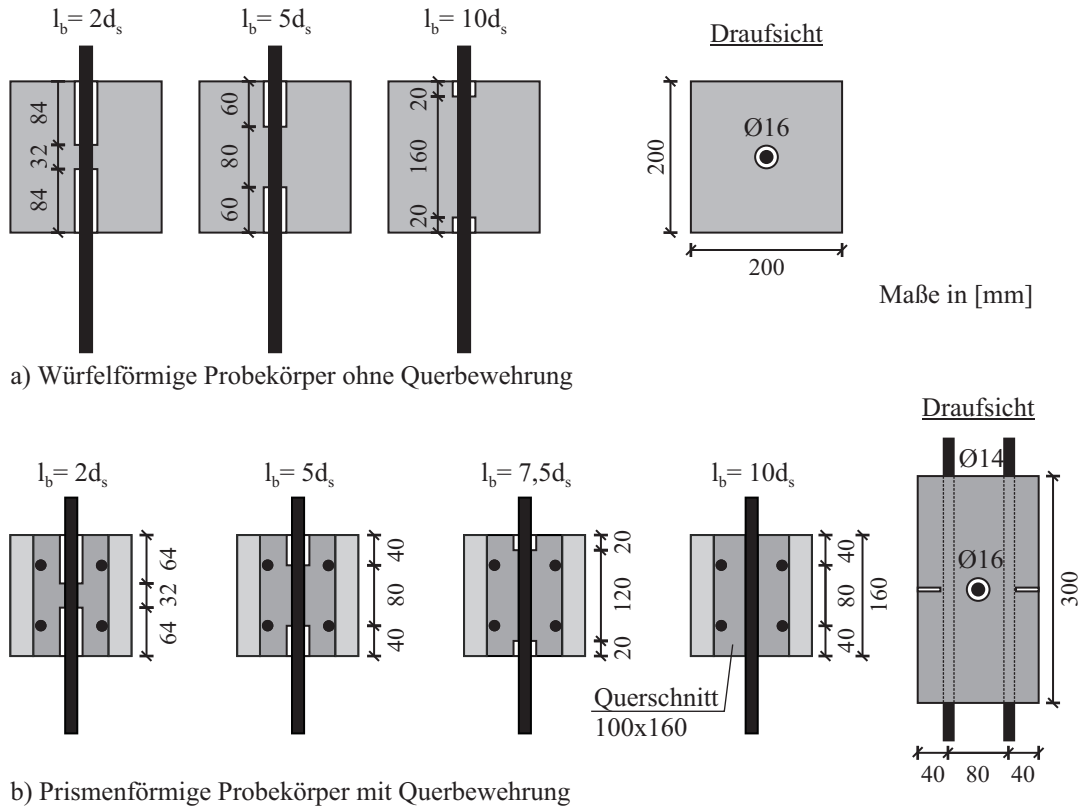


Bild 3.7: Versuchskörper zum Einfluss der Verbundlänge

4 Versuchsergebnisse

4.1 Auswertung der Materialdaten

Insgesamt wurden im Rahmen der Ausziehversuche 31 Einzelserien der Betondruckfestigkeitsklasse C40/50 und 16 Einzelserien der Betondruckfestigkeitsklasse C20/25 zur Auswertung des Verbundverhaltens von Betonstahl herangezogen. Im Einzelnen wurden stets die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$, die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$, der Elastizitätsmodul E_c und die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ an je drei Prüfkörpern ermittelt. Die Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der geprüften Materialparameter dieser Serien sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die Materialkennwerte der Einzelserien zum Betonstahlverbundverhalten sind in Anhang A, Tabelle A.1 und A.2 aufgeführt.

Tabelle 4.1: Materialdaten zu den Ausziehversuchen

Beton		$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	E_c	$f_{ct,sp}$
C40/50	Mittelwert [N/mm ²]	54,69	46,79	34912	3,33
	Standardabweichung [N/mm ²]	3,86	3,84	2430	0,27
	Variationskoeffizient	7 %	8 %	7 %	8 %
C20/25	Mittelwert [N/mm ²]	29,94	25,65	28629	2,26
	Standardabweichung [N/mm ²]	3,35	2,95	1328	0,27
	Variationskoeffizient	11 %	8 %	5 %	11 %

Die Kennwerte der Oberflächenprofilierung der verwendeten Betonstähle nach DIN 488-2 [24] sind in Tabelle A.5 zusammengestellt. Die Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfung der Betonstähle enthält Tabelle A.6. Die dem Datenblatt des Herstellers entnommenen Materialeigenschaften der für die Ringtests benötigten Edelstahlringe zeigt Tabelle A.7.

Für eine detailliertere Auswertung der Materialdaten mit einem größeren Datensatz werden die Einzelergebnisse der Materialprüfungen der Versuchsserien zum Betonstahlverbundverhalten und weiterer Versuchsserien herangezogen (vgl. LEMNITZER ET AL. [68]), da diese im Prüflabor unter den gleichen Randbedingungen hergestellt und gelagert wurden. Die Gesamtbetrachtung der Materialparameter erfolgt für die Betonfestigkeitsklasse C40/50 an insgesamt 125 Einzelwerten und für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 an insgesamt 75 Einzelwerten. Die wichtigsten Werte der deskriptiven Statistik sind in Anhang A, Tabelle A.3 zusammengefasst. Anhand der 5 %-Quantilwerte wird deutlich, dass die angestrebte Festigkeitsklasse der beiden Betonsorten erreicht wurde. Die Zielgrößen der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit sind mit 40,61 N/mm² (Soll 40 N/mm²) für den Beton C40/50 und 20,56 N/mm² (Soll 20 N/mm²) für den Beton nahezu exakt abgebildet. Auch die Variationskoeffizienten der geprüften Materialkennwerte lagen mit 8 % bis 12 % im üblichen Rahmen für Laborversuche (vgl. z. B. RÜSCH [126]).

Zwischen der geprüften Zylinderdruckfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit konnte die folgende Beziehung nach Gl. (4.1) aus den Versuchswerten abgeleitet werden. Diese zeigt eine gute Übereinstimmung mit der Annahme nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26], siehe Bild 4.1a.

$$f_{c,cube} = 1,17 \cdot f_{c,cyl} \quad \rightarrow \quad f_{c,cyl} = 0,85 \cdot f_{c,cube} \quad (4.1)$$

Die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls E_c von der Zylinderdruckfestigkeit kann mittels Gl. (4.2) beschrieben werden. Sie liegt damit minimal über den nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] berechneten Werten (Bild 4.1b).

$$E_c = 9840 \cdot f_{c,cyl}^{1/3} \quad (4.2)$$

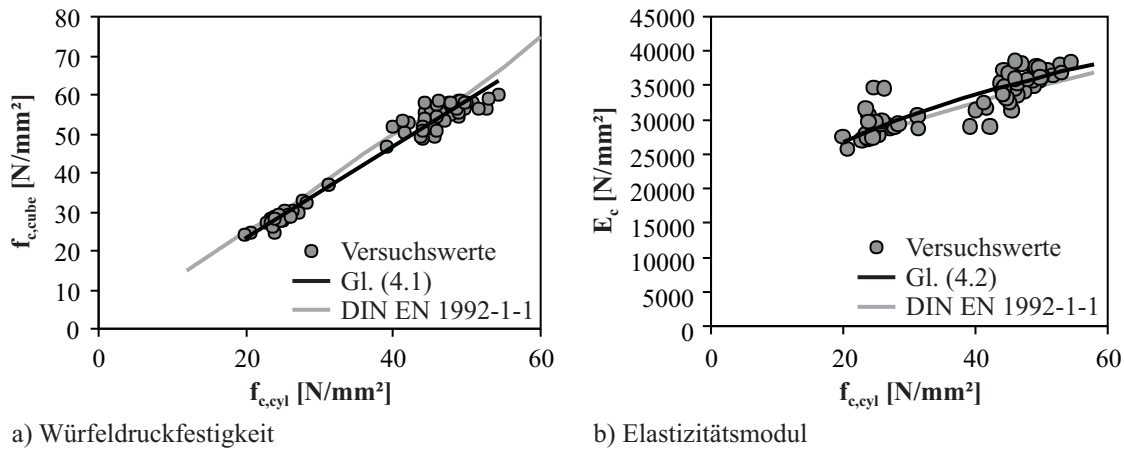


Bild 4.1: Beziehung zwischen Zylinderdruckfestigkeit, Würfeldruckfestigkeit und Elastizitätsmodul

Zur Beurteilung der Zugfestigkeit der Versuchskörper wird im Folgenden die Spaltzugfestigkeit verwendet. In Bild 4.2a ist diese über der Zylinderdruckfestigkeit aufgetragen und es kann die Beziehung nach Gl. (4.3) zwischen beiden Größen ermittelt werden. Die Versuchswerte liegen damit etwas unterhalb der nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] vorhergesagten Spaltzugfestigkeit, wo davon ausgegangen wird, dass die zentrische Zugfestigkeit 90 % der Spaltzugfestigkeit beträgt.

$$f_{ct,sp} = 0,26 \cdot f_{c,cyl}^{2/3} \quad (4.3)$$

Alle Probekörper wurden einer Trockenlagerung gemäß DIN EN 12390-2 NA [22] unterzogen. Bei einigen Serien wurde die Spaltzugfestigkeit auch für eine Wasserlagerung geprüft, um die Vergleichbarkeit zur Standardlagerungsart nach DIN EN 12390-2 herzustellen. Es ergab sich, dass die Spaltzugfestigkeit bei Trockenlagerung ca. 85% der Spaltzugfestigkeit bei Wasserlagerung entsprach, siehe Bild 4.2b.

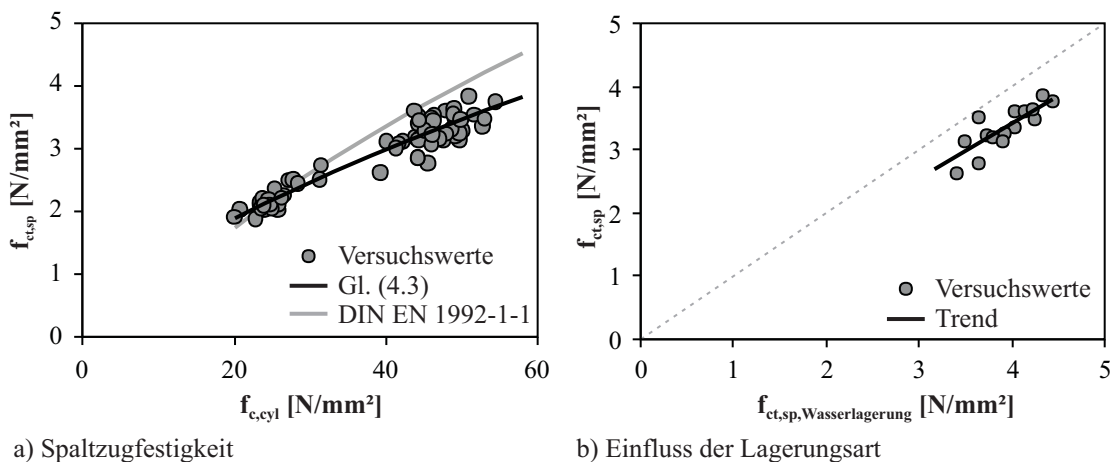


Bild 4.2: Bestimmung der Spaltzugfestigkeit

4.2 Aufbereitung der Versuchsdaten der Ausziehversuche

Aus den Messdaten der Ausziehversuche kann für jeden Versuch eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bestimmt werden. Hierbei wird die Verbundspannung τ direkt aus der Ausziehkraft F , der Verbundlänge l_b und dem Stabumfang u_s mittels Gl. (4.4) berechnet und über den Schlupf s_0 am unbelasteten Stabende aufgetragen.

$$\tau = \frac{F}{u_s \cdot l_b} = \frac{F}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (4.4)$$

Um für die weitere Auswertung die Mittelwertkurven und den Streubereich (siehe Abschnitt 4.5) aus mehreren Versuchen zu bestimmen, wird die Steuergröße in den Ausziehversuchen - der Maschinenweg - verwendet. Da in jedem Versuch der Stahlstab mit der gleichen Geschwindigkeit von 0,01 mm/s ausgezogen wurde, können zu einem bestimmten Maschinenweg sowohl die entsprechenden Schlupfwerte s_0 als auch die dazugehörigen Verbundspannungen τ für alle Versuche bestimmt werden. Werden nun die berechneten Mittelwerte aus der Schlupfmessung gegen die Mittelwerte der Verbundspannungen aufgetragen, ergibt sich eine mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, die sowohl die Streuungen im Bereich der Verbundspannungen (Ordinate) als auch im Bereich der Schlupfwerte (Abszisse) erfasst. Weiterhin wurden nur Einzelversuche mit gleichem Versagensmechanismus, d. h. einem Ausziehversagen oder einem Spaltbruchversagen, zu einer Mittelwertkurve zusammengefasst.

4.3 Verformungsverhalten der Ausziehkörper

Mit Hilfe der 14 applizierten DMS konnte der Dehnungszustand *eines* Probekörpers je Serie im Versuch genau erfasst werden. Diese dienten sowohl der Bestimmung der Betondehnung in Quersugrichtung als auch der Ringdehnungen aus der Verbundbeanspruchung.

Infolge der Quersugbelastung ergibt sich aufgrund der Probekörpergeometrie kein homogener Dehnungszustand im Beton. Auf der Oberseite stellt sich an der Aussparung durch die Plastikhülse die größte Dehnung und mit zunehmendem Abstand ein abfallender Dehnungsverlauf bis zum Rand ein (Bild 4.3). Dieser ist beim Beton C40/50 stärker ausgeprägt, was auf den höheren Elastizitätsmodul zurückgeführt wird. In vertikaler Richtung tritt die größte Dehnung in Probekörpermitte auf. Die kleinste Dehnung wird am unteren Rand verzeichnet, was aus der Auflagerung des Probekörpers resultiert.

Insgesamt konnte über die Höhe der Verbundzone eine weitestgehend gleichmäßige Dehnung infolge der Quersugbelastung eingestellt werden. Die Zugdehnung in halber Probekörperhöhe, d. h. auf der Seitenfläche in Höhe der Verbundzone, wird nachfolgend als ε_B bezeichnet. Diese wurde im Gegensatz zur gesamten lokalen Dehnungsverteilung in jedem Versuch aufgezeichnet. Weiterhin wird die Dehnung an der Probekörperecke nachfolgend mit ε_A und die Dehnung direkt neben der Plastikhülse mit ε_C bezeichnet (Bild 4.3).

Die von der Höhe der Quersugbelastung abhängigen Verhältnisse dieser drei speziellen Dehnungen zu den gemittelten Dehnungen auf der Probekörperoberseite $\varepsilon_{o,m}$ bzw. auf der Seitenfläche $\varepsilon_{s,m}$ zeigt Bild 4.4. Die Dehnung ε_A am Loch beträgt das 1,5- bzw. 1,3-fache der mittleren Dehnung $\varepsilon_{o,m}$. An der Ecke ergeben sich 20 % bis 30 % geringere Werte. Auf Höhe der Verbundzone ergibt sich eine um 13 % bis 20 % höhere Dehnung als die mittlere Seitenflächendehnung $\varepsilon_{s,m}$. Die Dehnungsgradienten auf der Oberseite und der Seitenfläche sind im Bereich der aufgetragenen Quersugbelastung näherungsweise konstant, so dass sich im Mittel die in Bild 4.5 dargestellten Werte ergeben.

Den Dehnungsverlauf auf der Probekörperoberfläche infolge einer reinen Ausziehbelastung ohne Quersug zeigt Bild 4.6a. An der Oberseite des Probekörpers werden aufgrund des sich ausbildenden Betontrichters um den Stab Stauchungen verzeichnet. Anhand der Dehnungsverteilung über die Probekörperhöhe ist

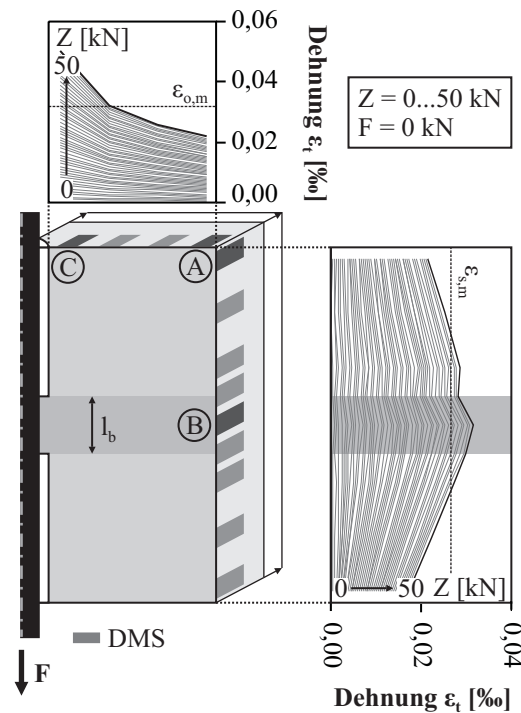


Bild 4.3: Dehnungsverteilung im Ausziehkörper infolge des Querzugs

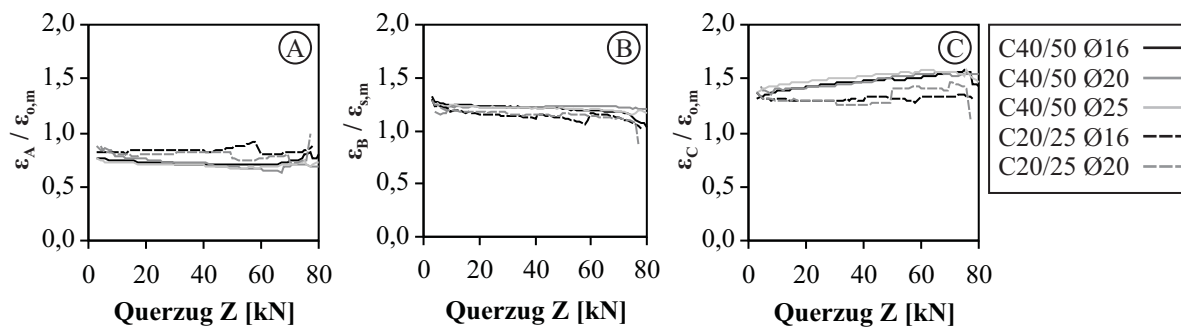


Bild 4.4: Nahezu konstante Dehnungsgradienten bei steigender Querzugbelastung

deutlich zu erkennen, dass auch außerhalb der Verbundzone ein Großteil des Probekörpers während der Ausziehbelastung mitwirkt und Dehnungen aufweist und vor allem der Bereich unterhalb des belasteten Stabendes eine Rolle spielt. Auch über die Höhe der Verbundzone tritt keine gleichmäßige Dehnung auf, wobei der größte Wert am belasteten Stabende erreicht wird.

Erfolgt zunächst das Aufbringen einer Querzugbelastung, weist der Probekörper zu Beginn der Ausziehbelastung an jeder Stelle eine bestimmte Vordehnung $\varepsilon_{t,0}$ auf. Wird diese von den gemessenen Dehnungswerten ε_t infolge des anschließenden Stabauszugs abgezogen, ergibt sich mit $\Delta\varepsilon_t$ prinzipiell der gleiche Dehnungsverlauf wie bei den Versuchen ohne Querzugbelastung (Bild 4.6b).

4.4 Definition des Querzugniveaus

4.4.1 Dehnungsabhängiges Querzugniveau

In Bild 4.7a ist das Last-Verformungs-Verhalten der Probekörper unter Querzug für den Punkt B dargestellt. Hierfür wurden die würfelförmigen Ausziehkörper mit einbetoniertem Bewehrungsstab lediglich einer Querzugbelastung bis zum Versagen ausgesetzt. Das Versagen infolge des Querzugs trat stets in der

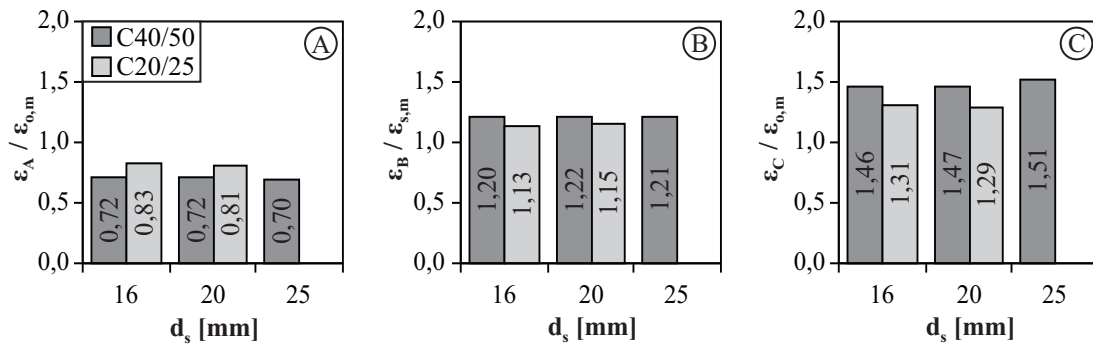


Bild 4.5: Mittlere Dehnungsgradienten infolge des Querkzugs

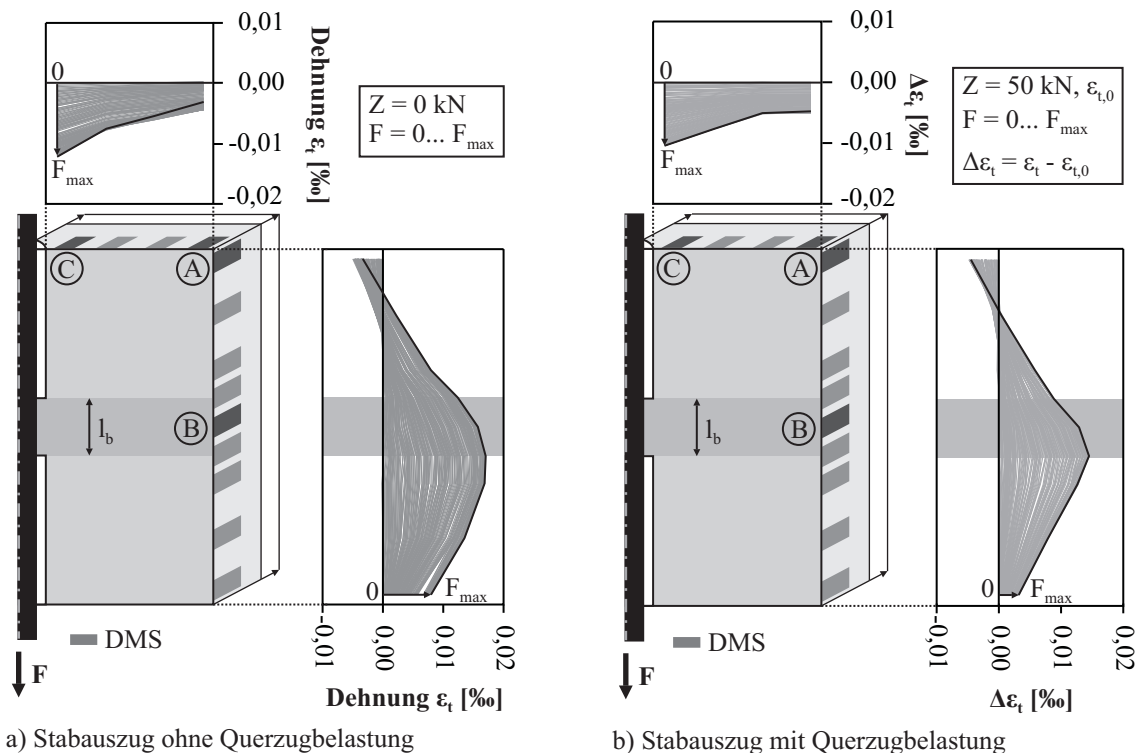
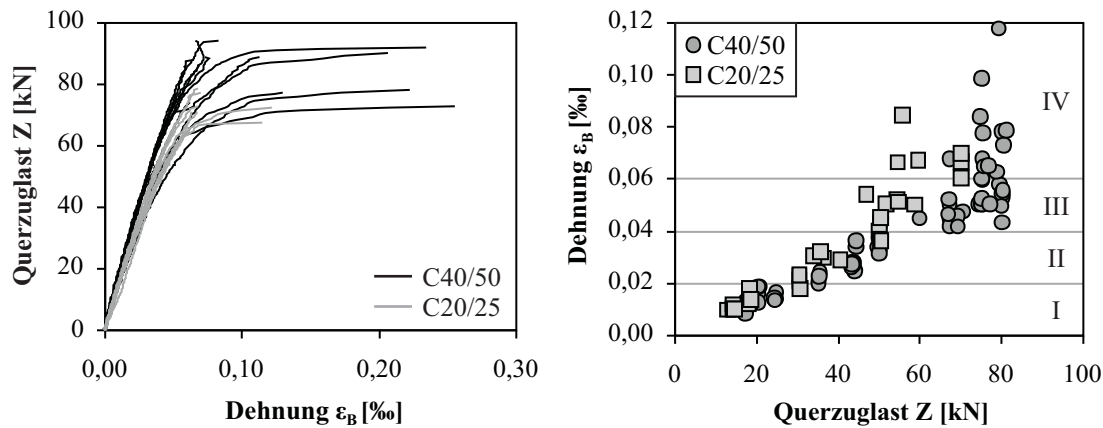


Bild 4.6: Dehnungsverteilung im Ausziehkörper infolge des Stabzugs

Ebene senkrecht zur Querkzugbelastung auf: Zum einen entlang des einbetonierten Stabes und zum anderen im Beton direkt hinter der aufgeklebten Stahlplatte bzw. zum Teil auch in der Klebefuge zur Stahlplatte. Die Einzelkurven der Querkzugreferenzen sowie die Angaben zum Versagensmodus finden sich in Anhang B, Bild B.25 und Tabelle B.7. Aus den Last-Verformungs-Kurven in Bild 4.7a wird deutlich, dass ab einer Querkzugbelastung von 50 kN kein linear-elastisches Materialverhalten mehr vorliegt. Bei den Probekörpern, die infolge des Zugbruchs einen Riss entlang des Stabes aufwiesen, konnte ab einem Dehnungswert von ca. 0,10 ‰ nur noch eine starke Dehnungszunahme bei minimaler Laststeigerung verzeichnet werden.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden die vier Einzelversuche einer Serie in der Regel mit der gleichen Querkzugkraft belastet. In Bild 4.7b sind die erreichten Vordehnungen ε_B an der Oberfläche des Probekörpers in Höhe der Verbundzone (DMS 5, Bild 4.3) in Abhängigkeit der Querkzuglast Z dargestellt. Es wird ersichtlich, dass ab einer Querkzuglast von 50 kN die Streuung der voreingestellten Dehnungen stark zunimmt, d. h. für gleiche Querkzuglasten unterschiedlich große Vordehnungen in den Einzelversuchen erreicht wurden.

Für jeden Probekörper kann die Höhe des Querkzugs anhand der gemessenen Dehnung ε_B zu Beginn der Ausziehbelastung quantifiziert werden. Versuche mit gleicher Vordehnung $\varepsilon_{B,0}$ können entsprechend Ta-



a) Last-Verformungs-Verhalten der Referenzversuche unter reiner Querkzugbelastung

b) Streuung der voreingestellten Dehnungen infolge des Querkzugs

Bild 4.7: Last-Verformungs-Verhalten der Referenzversuche unter Querkzugbelastung und Streuung der Vordehnung infolge des Querkzugs

belle 4.2 somit zu einer Gruppe zusammengefasst werden. Die Zuordnung der Einzelversuche jeder Serie zu einem dehnungsabhängigen Querkzugniveau kann den Tabellen B.2 bis B.6 in Anhang B entnommen werden.

Tabelle 4.2: Dehnungsabhängiges Querkzugniveau

Querkzugniveau	$\varepsilon_{B,0}$ [‰]
0	0,00
I	$0,00 < \dots \leq 0,02$
II	$0,02 < \dots \leq 0,04$
III	$0,04 < \dots \leq 0,06$
IV	$> 0,06$
V	—

Die Zugbruchdehnung von unbewehrtem Beton wird in der Literatur mit Werten von 0,10‰ bis 0,15‰ angegeben, vgl. z. B. GOPALARATNAM & SHAH [46], HEILMANN ET AL. [50] und MODEL CODE 2010 [39]. Sie hängt jedoch von einigen Faktoren ab, u. a. ob ein gekerbter oder ungekerbter Probekörper verwendet wird (vgl. GOPALARATNAM & SHAH [46]), ob die Zugbelastung zentrisch oder exzentrisch eingeleitet wird (vgl. HEILMANN ET AL. [50] und SCHEIDLER [129]) und nicht zuletzt von der Messlänge des Messmittels (vgl. GOPALARATNAM & SHAH [46]). Da direkt aus den Ausziehversuchen keine spezifische Zugbruchdehnung abgeleitet werden kann, ist nur eine absolute Betrachtung der Vordehnungen $\varepsilon_{B,0}$ möglich.

4.4.2 Spannungsabhängiges Querkzugniveau

Wird eine bezogene Darstellung des Querkzugniveaus angestrebt, um z. B. den Beanspruchungsgrad im Beton zu erfassen, ist es notwendig, die Querkzugdehnung ε_B in eine gemittelte Zugspannung in Höhe der Verbundzone $\sigma_{B,t,m}$ umzurechnen. Diese wird anhand der Probekörper mit den 14 applizierten DMS abgeleitet. Zunächst wird die mittlere Dehnung $\varepsilon_{o,m}$ auf der Oberseite des Probekörpers bestimmt (Bild 4.3). Anschließend werden die Dehnungen ε_B und ε_A ins Verhältnis gesetzt und mit dieser multipliziert. Damit ergibt sich die mittlere Dehnung in der Verbundzone zu

$$\varepsilon_{B,m} = \varepsilon_{o,m} \cdot \frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_A} \quad (4.5)$$

Die Querkzuglast Z dividiert durch die Nettoquerschnittsfläche ergibt die mittlere Querkzugspannung für den Probekörper nach Gl. (4.6). Hierbei ist a die Kantenlänge des Probekörpers und d_H der Durchmesser der Plastikhülse.

$$\sigma_{t,m} = \frac{Z}{A_{c,netto}} = \frac{Z}{(a - d_H) \cdot a} \quad (4.6)$$

Der zugehörige Elastizitätsmodul E_{cB} , welcher auch den Einfluss der Stahlplatten berücksichtigt, ergibt sich aus dem Verhältnis von Spannung zu Dehnung.

$$E_{cB} = \frac{\sigma_{t,m}}{\varepsilon_{B,m}} \quad (4.7)$$

Für die weitere Auswertung werden alle Versuche herangezogen, die einer Querkzugbelastung ausgesetzt und mit 14 DMS versehen sind. Die Querkzugkraft-Dehnungs-Beziehungen der Einzelversuche sowie die Mittelwertkurven und die berechnete Kurve nach Gl. (4.7) sind in Bild 4.8 dargestellt. Der versuchskörper-spezifische Elastizitätsmodul E_{cB} für den Probekörper an der Stelle B ist für die geprüften Betonsorten und Stabdurchmesser in Tabelle 4.3 angegeben und beträgt je nach Betonfestigkeitsklasse 77 % bis 104 % des Elastizitätsmoduls E_{cm} im Zylinderdruckversuch.

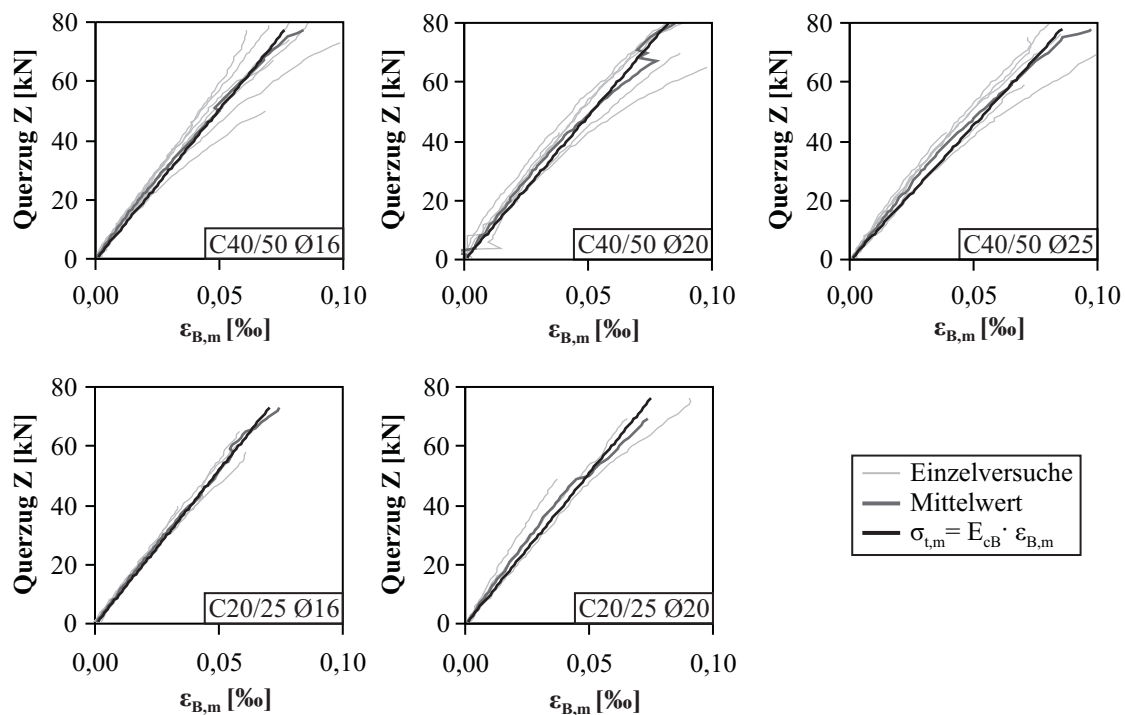


Bild 4.8: Bestimmung des Elastizitätsmoduls E_{cB}

Tabelle 4.3: Parameter zur Bestimmung des spannungsabhängigen Querkzugniveaus

Beton	Ø	E_{cm} N/mm ²	E_{cB} N/mm ²	$f_E =$ E_{cB}/E_{cm}	$f_{ct,sp}$ N/mm ²	$\sigma_{t,m,max}$ N/mm ²	$f_\sigma =$ $\sigma_{t,m,max}/f_{ct,sp}$
C40/50	16	36045	28840	0,80	3,30	2,23	0,68
	20	36143	27721	0,77	3,55	2,60	0,73
	25	34500	26866	0,78	3,18	2,47	0,78
C20/25	16	28133	29177	1,04	2,13	2,03	0,95
	20	29160	29020	1,00	2,53	2,07	0,82

Damit kann für jeden Probekörper aus der Dehnung $\varepsilon_{B,0}$ zu Beginn der Ausziehbelastung mit dem serien-spezifischen Elastizitätsmodul E_{cm} die Berechnung der korrespondierenden mittleren Querzugspannung in der Verbundzone nach Gl. (4.8) erfolgen. Hierbei kann bis zum Bruch näherungsweise von einer linearen Beziehung ausgegangen werden (Bild 4.8).

$$\sigma_{B,t,m} = \varepsilon_{B,0} \cdot E_{cB} \quad \text{mit} \quad E_{cB} = f_E \cdot E_{cm} \quad (4.8)$$

Die maximal aufnehmbare mittlere Querzugspannung $\sigma_{t,m,max}$ wird mittels aller Ausziehkörper bestimmt, die nur durch Querzug belastet waren und ein Zugversagen mittig entlang des Stabes aufwiesen (siehe Anhang B, Tabelle B.7). In Abhängigkeit der Betonsorte und des Stabes ergeben sich unterschiedliche Verhältnisse zur geprüften Spaltzugfestigkeit von $f_\sigma = 0,68 \dots 0,95$ (siehe Tabelle 4.3). Wird für jeden Versuch die maximale Querzugspannung aus der jeweiligen Serienspaltzugfestigkeit berechnet, kann das spannungsabhängige Querzugniveau über das Verhältnis $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max}$ ausgedrückt werden und eine Eingruppierung der Einzelversuche nach Tabelle 4.4 erfolgen.

$$\sigma_{t,m,max} = \frac{Z_{max}}{A_{c,netto}} = f_\sigma \cdot f_{ct,sp} \quad \text{mit} \quad f_\sigma \text{ nach Tabelle 4.3} \quad (4.9)$$

Tabelle 4.4: Spannungsabhängiges Querzugniveau

Querzugniveau	$\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max}$
0	0,0
I	$0,0 < \dots \leq 0,2$
II	$0,2 < \dots \leq 0,4$
III	$0,4 < \dots \leq 0,6$
IV	$0,6 < \dots \leq 0,8$
V	$> 0,8$

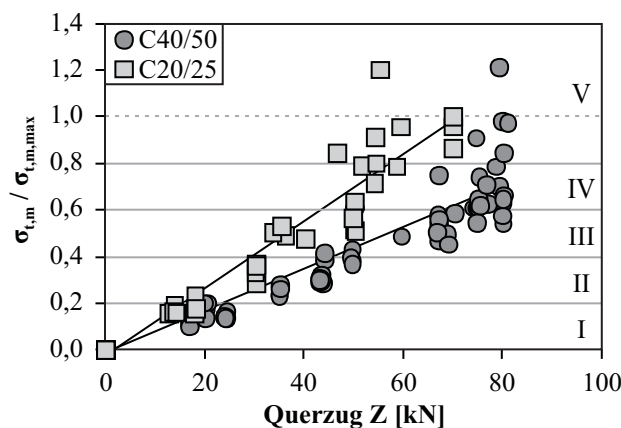


Bild 4.9: Eingruppierung nach dem spannungsabhängigen Querzugniveau

Die Zuordnung der Einzelversuche jeder Serie zu einem spannungsabhängigen Querzugniveau ist den Tabellen B.2 bis B.6 in Anhang B zu entnehmen. Lediglich drei Versuche wiesen ein Querzugniveau größer 1 auf (Bild 4.9). Weiterhin wird deutlich, dass bei gleicher Querzuglast Z die Versuche mit dem Beton C20/25 aufgrund der geringeren Zugtragfähigkeit der Probekörper in ein höheres Querzugniveau eingestuft werden. Dies ist bei der dehnungsabhängigen Betrachtungsweise in Bild 4.7 nicht der Fall.

4.5 Verbundspannungs - Schlupf - Beziehungen

Die in der Vergangenheit durchgeführten Forschungsvorhaben zum Verbundverhalten unter Querkzug (vgl. Abschnitt 2.4) beschränkten sich bei der Versuchsauswertung hauptsächlich auf die Betrachtung charakteristischer Punkte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, wie $\tau_{0,1}$, τ_{max} und $s_{0,max}$, und die daraus abgeleiteten Aussagen auf den Versagenszeitpunkt im Ausziehversuch. Soll jedoch z. B. für die Implementierung in ein FE-Modell die gesamte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verwendet werden, besteht die Notwendigkeit, zur Untersuchung des Querkzugeinflusses auch die gesamte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu betrachten.

Da die Streuung der Versuchswerte nicht vernachlässigbar ist, dürfen nicht nur die Mittelwertkurven der einzelnen Datengruppen miteinander verglichen werden. In Bild 4.10a ist zu erkennen, dass die Mittelwertkurven zweier identischer Versuchsserien (hier C40/50, Ø16, ohne Querkzug, je 4 Versuche) einen sichtbaren Unterschied aufweisen. Da die Mittelwertkurven nur aus wenigen Einzelwerten berechnet werden, kann über das Konfidenzintervall (Vertrauensbereich) abgeschätzt werden, in welchem Bereich sich der Mittelwert mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit tatsächlich bewegt. Für die Auswertung der Versuche wird das 95 %-Konfidenzintervall herangezogen, d. h. die Wahrscheinlichkeit, dass der tatsächliche Mittelwert außerhalb des Konfidenzintervalles liegt, beträgt 5 %. So ist es möglich, trotz einer kleinen Anzahl an Einzelversuchen abzuschätzen, ob ein signifikanter Unterschied zwischen zwei zu vergleichenden Gruppen besteht. Berücksichtigt man die 95 %-Konfidenzintervalle der Versuchsdaten, wie im Bild 4.10b, dann wird ersichtlich, dass zwischen den beiden Versuchsserien kein signifikanter Unterschied besteht, da sich die Konfidenzintervalle für den gemessenen Schlupfbereich im gesamten Verlauf überschneiden.

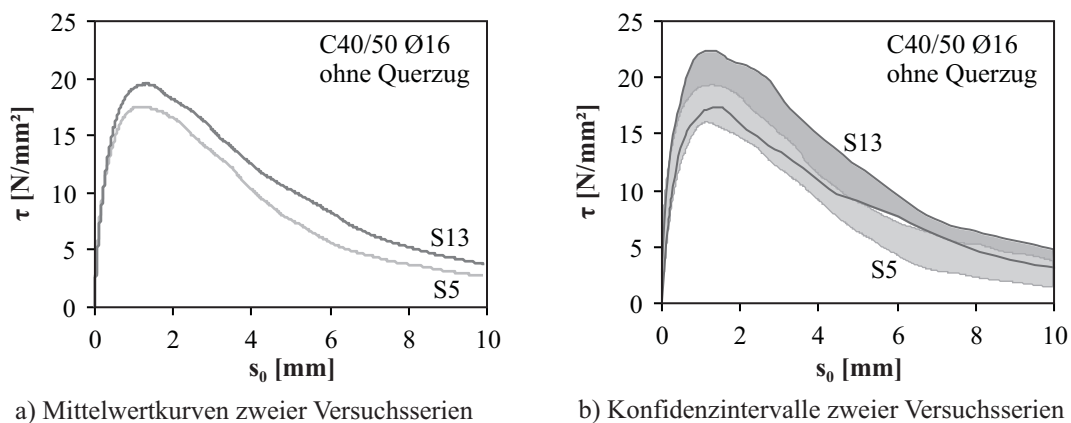


Bild 4.10: Streuung der Versuchsergebnisse von zwei Serien mit gleichen Versuchsparametern (je 4 Einzelversuche)

Um den Einfluss einer Querkzugbeanspruchung auf das Verbundverhalten zu ermitteln, werden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen infolge unterschiedlicher Querkzugniveaus mit denen der Referenzversuche ohne Querkzug verglichen. In den folgenden Bildern werden die Konfidenzintervalle der Versuchsergebnisse für jedes einzelne Querkzugniveau dem Konfidenzintervall der Versuchsergebnisse ohne Querkzug gegenübergestellt. So kann sichtbar gemacht werden, ob die Querkzugbelastung einen signifikanten Einfluss auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen hat, der nicht von der Streuung der Versuchsdaten überdeckt wird. Überschneiden sich die beiden Intervalle, kann davon ausgegangen werden, dass zwischen beiden Gruppen kein signifikanter Unterschied vorliegt. Ein eventuell vorhandener Einfluss der Querkzugbeanspruchung auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung liegt im Bereich der Streubreite der Versuchswerte ohne Querkzugbeanspruchung. Für die nachfolgende Betrachtung wird sowohl die Eingruppierung nach dem dehnungsabhängigen als auch nach dem spannungsabhängigen Querkzugniveau herangezogen.

Beton C40/50 und Betonstahl Ø16 (Bild 4.11): Der Vergleich mit der entsprechenden Referenzkurve ohne Querkzug zeigt, dass sich für alle Querkzugniveaus, ob dehnungs- oder spannungsabhängig, keine signifikan-

ten Unterschiede infolge einer Querkzugbeanspruchung in den Verbundspannungs-Schlupf-Kurven ergeben, da sich die Konfidenzintervalle der Mittelwerte stets überschneiden. Das sehr breite Konfidenzintervall im höchsten dehnungsabhängigen Querkzugniveau hat seine Ursache in der zugrunde liegenden geringen Anzahl von nur zwei Einzelversuchen. Weiterhin ist festzustellen, dass alle Versuche durch ein Ausziehversagen des Stabes beendet werden, also selbst höhere Querkzugniveaus keine Veränderung im Verbundversagensmechanismus hervorrufen.

Beton C20/25 und Betonstahl Ø16 (Bild 4.12): Für alle Versuche mit Querkzug ergibt sich im Vergleich zu den Versuchen ohne Querkzug ein flacherer Verlauf ohne bzw. mit teilweiser Überschneidung der Konfidenzintervalle. Ab Vordehnungen $\varepsilon_B > 0,04\text{‰}$ bzw. bezogenen Querkzugspannungen $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} > 0,6$ ist ein Wechsel im Verbundversagen zu verzeichnen. Statt eines Ausziehversagens tritt nun vermehrt ein Spaltbruchversagen auf. Es ist jedoch hervorzuheben, dass sich in allen Fällen das Spaltbruchversagen erst nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung einstellt.

Beton C40/50 und Betonstahl Ø20 (Bild 4.13): Die Konfidenzintervalle der Mittelwertkurven ohne Querkzug überschneiden sich mit denen der Versuche mit Querkzug bei allen Querkzugniveaus vollständig. Für Querkzugniveaus $\varepsilon_B \leq 0,04\text{‰}$ bzw. $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} \leq 0,4$ kann stets ein Ausziehversagen verzeichnet werden. Beim Querkzugniveau III ($\varepsilon_B \leq 0,06\text{‰}$ bzw. $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} \leq 0,6$) tritt bei ca. der Hälfte der Versuche kurz vor dem Erreichen der maximalen Verbundspannung ein Spaltbruchversagen auf. Ab dem Querkzugniveau IV ($\varepsilon_B > 0,06\text{‰}$ bzw. $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} > 0,6$) stellt sich, bis auf einen Versuch, ein Spaltbruchversagen bei mit steigendem Querkzug abnehmenden Verbundspannungen ein. Dabei entspricht der Kurvenverlauf bis zum Versagen dem der Versuche ohne Querkzug.

Beton C20/25 und Betonstahl Ø20 (Bild 4.14): Für das Querkzugniveau I ($\varepsilon_B \leq 0,02\text{‰}$ bzw. $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} \leq 0,2$) ergibt sich ein etwas höherer Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven bei sich dennoch überschneidenden Konfidenzintervallen und ein Verbundversagen durch Stabauszug. Dies trifft bis auf eine Ausnahme auch noch für das spannungsabhängige Querkzugniveau II ($\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} \leq 0,4$) zu. Beim dehnungsabhängigen Querkzugniveau II ($\varepsilon_B \leq 0,04\text{‰}$) ist bereits bei drei von fünf Versuchen ein Spaltzugversagen, kurz bevor die maximale Verbundspannung erreicht wird, zu verzeichnen. Ab dem spannungs- bzw. dehnungsabhängigen Querkzugniveau III ($\varepsilon_B > 0,06\text{‰}$ bzw. $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} > 0,6$) tritt nur noch ein Spaltzugversagen auf. Die dazugehörige Verbundspannung liegt jedoch erst für Vordehnungen $\varepsilon_B > 0,06\text{‰}$ bzw. bezogene Querkzugspannungen $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} > 0,8$ deutlich niedriger als das Verbundspannungsmaximum bei Ausziehversagen.

Beton C40/50 und Betonstahl Ø25 (Bild 4.15): Die Referenzversuche ohne Querkzug weisen in acht Fällen ein Ausziehversagen und in fünf Fällen ein Spaltbruchversagen auf. Bei einer anliegenden Querkzugbelastung tritt lediglich ein Verbundversagen infolge eines Spaltbruchs ein. Für Vordehnungen $\varepsilon_B > 0,02\text{‰}$ bzw. bezogene Querkzugspannungen $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max} > 0,2$ stellt sich dieses bei abnehmenden Verbundspannungen mit steigendem Querkzug weit vor dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums der Versuche ohne Querkzug und damit bei sehr geringen Schlupfwerten ein. Bis zum Versagen weisen jedoch alle Versuche einen identischen Kurvenverlauf auf, d. h. die Konfidenzintervalle der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen überschneiden sich.

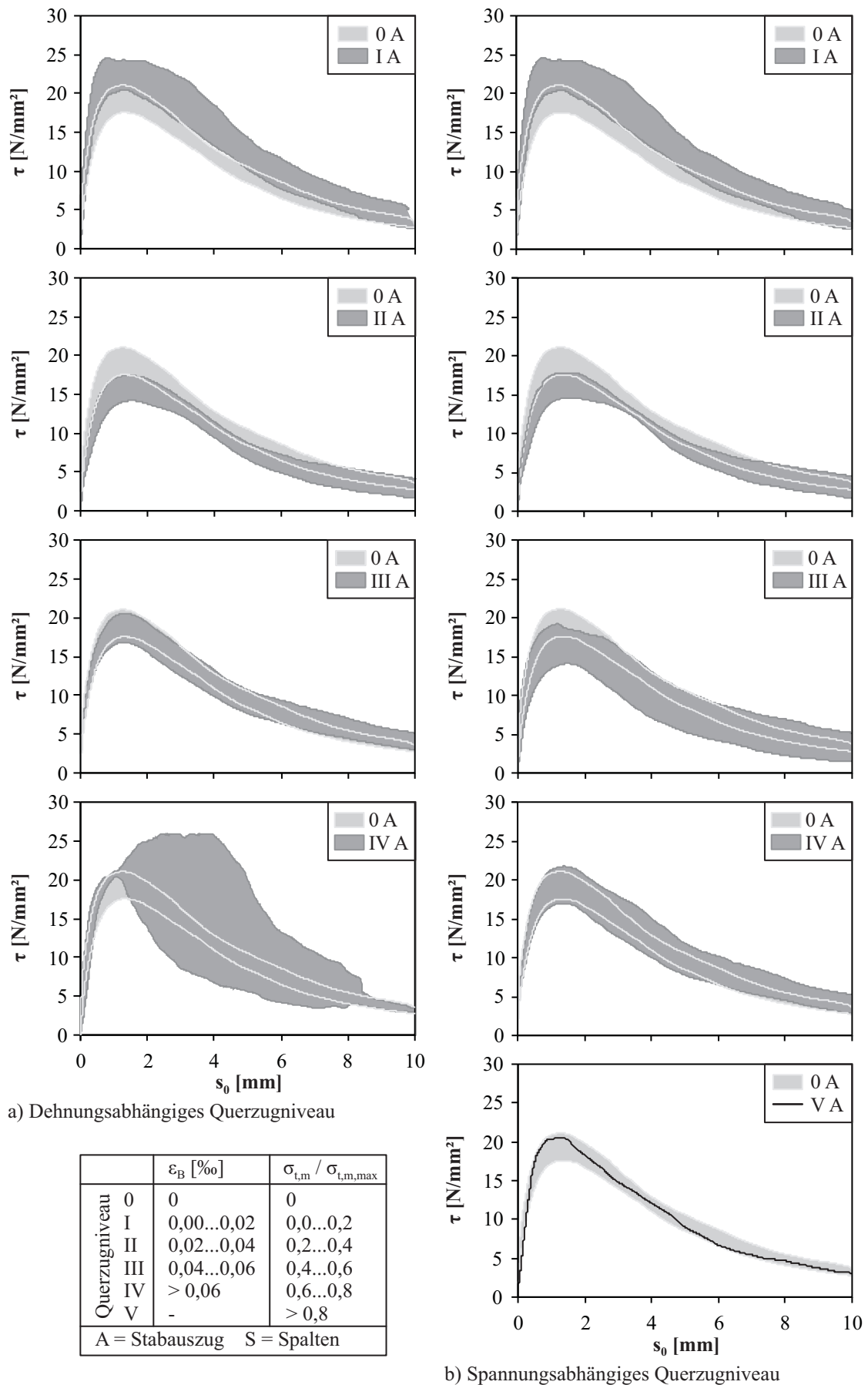


Bild 4.11: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ohne und mit Quersug, C40/50 Ø16

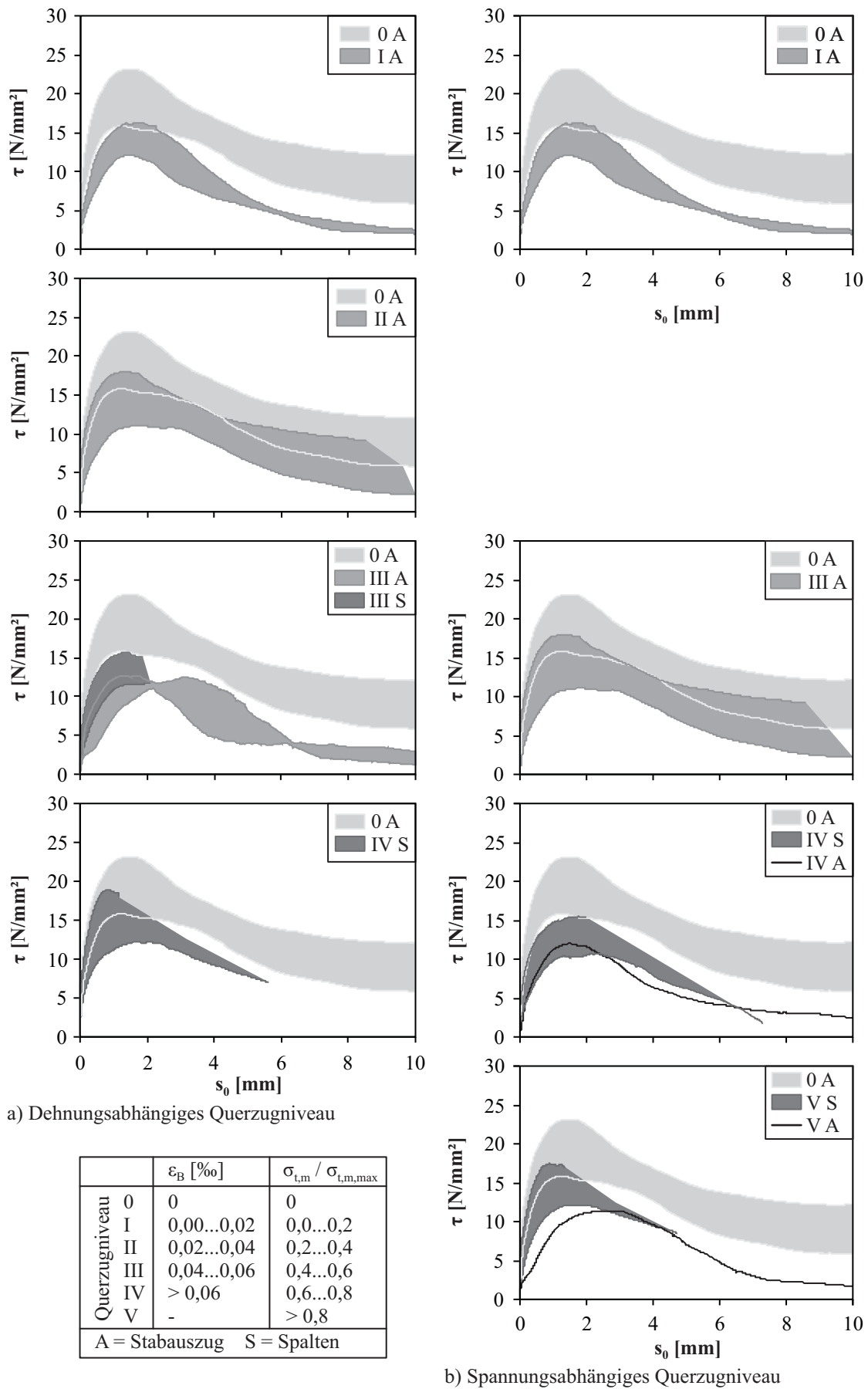


Bild 4.12: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ohne und mit Querszug, C20/25 Ø16

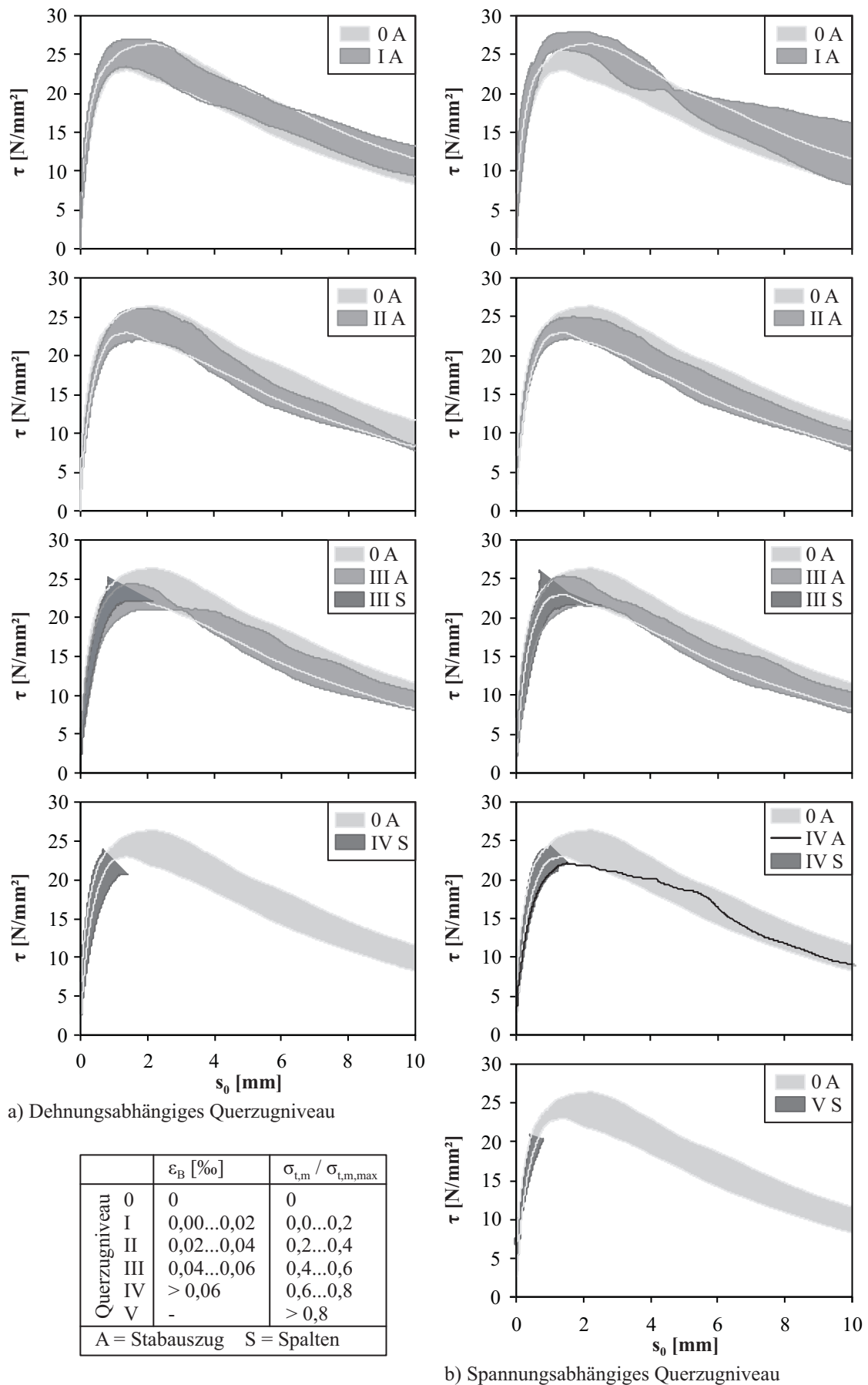


Bild 4.13: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ohne und mit Querzug, C40/50 Ø20

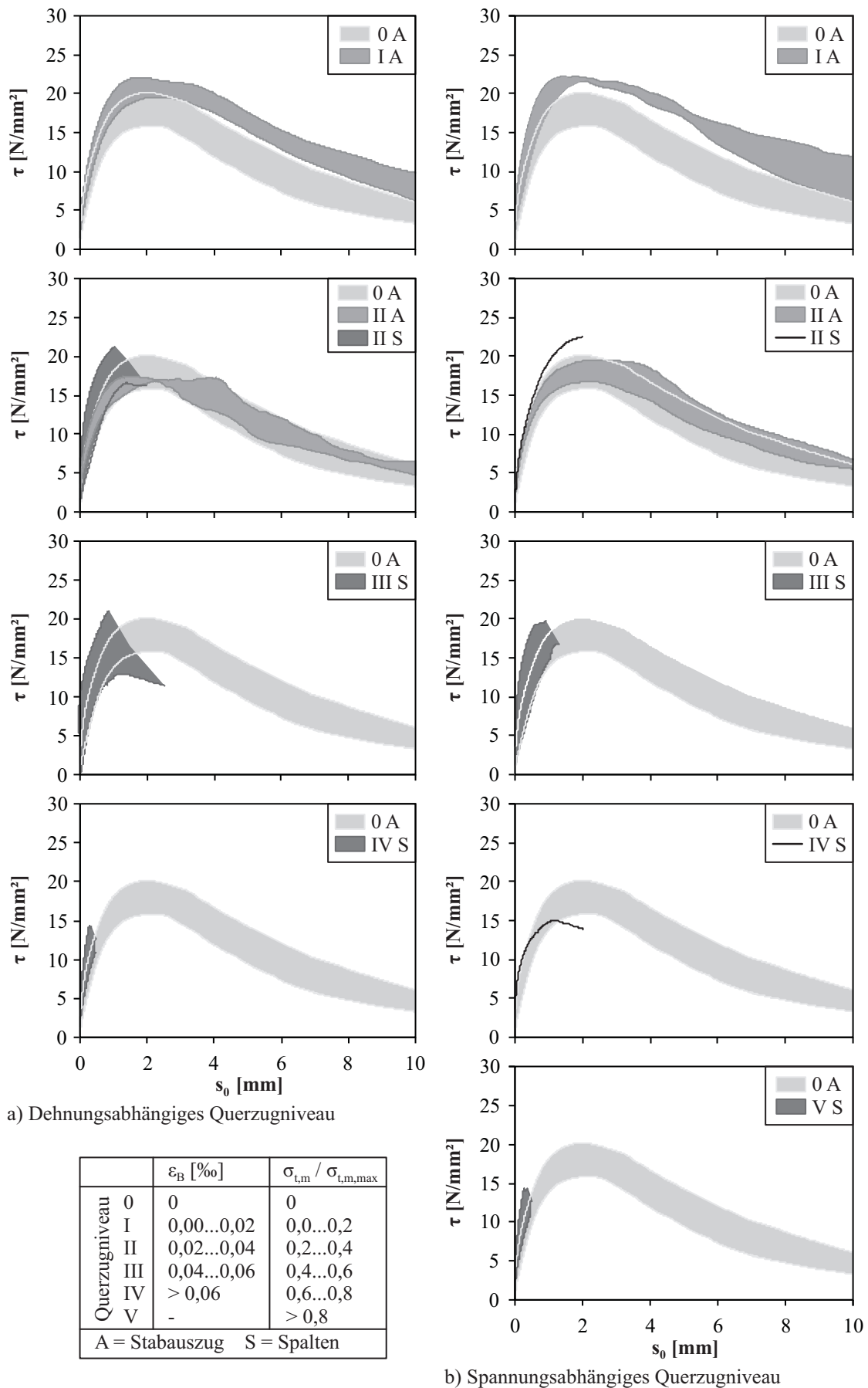


Bild 4.14: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ohne und mit Quersug, C20/25 Ø20

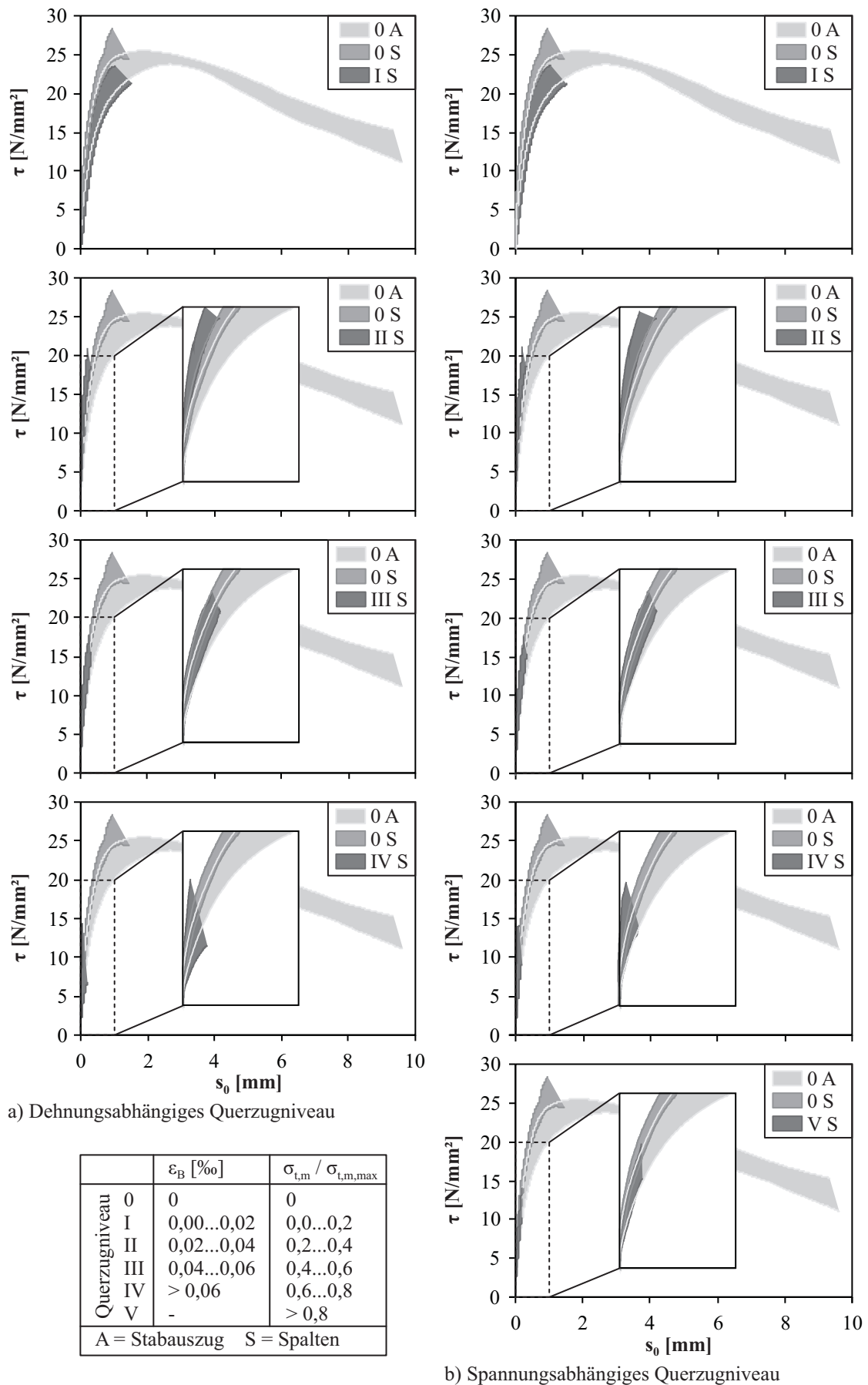


Bild 4.15: Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ohne und mit Querszug, C40/50 Ø25

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich kein systematischer Einfluss des Querkzugniveaus auf den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven erkennen lässt (siehe Tabelle 4.5). Wird davon ausgegangen, dass kurz vor der Rissbildung eine maximale mittlere Betondehnung von ca. 0,10‰ bis 0,15‰ um den Betonstahl herrscht, ergibt sich daraus je nach Stabdurchmesser eine Längenänderung von 0,0016 mm bis 0,0038 mm. Sollte sich der Beton um diesen Betrag vom Stahl ablösen, ist der entstehende Spalt so gering, dass er auf den Verbundwiderstand infolge der mechanischen Verzahnung der Rippen, die mindestens eine mittlere Höhe von 1,35 mm aufweisen, keinen nennenswerten Einfluss ausübt. Es ist eher zu vermuten, dass sich der Querkzugeinfluss zu Beginn der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Bereich des Adhäsionsverbundes bemerkbar macht, was sich jedoch aufgrund der breiten Streuung der Versuchsdaten im Bereich sehr kleiner Schlupfwerte nicht aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ablesen lässt.

Daher wird für die folgende Auswertung angenommen, dass der Einfluss einer Querkzugbelastung auf den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven nicht größer ist, als die üblicherweise zu erwartende Streubreite der Versuchsergebnisse ohne Querkzug. Hierbei spielt die Eingruppierung der Versuche nach dem dehnungs- oder spannungsabhängigen Querkzugniveau nur eine untergeordnete Rolle. Für alle weiteren Betrachtungen wird wegen der Möglichkeit der bezogenen Darstellung das spannungsabhängig Querkzugniveau $\sigma_{t,m}/\sigma_{t,m,max}$ verwendet, da dieses den Belastungsgrad des Betons zu Beginn der Ausziehbelastung unmittelbar widerspiegelt. Der Versagenszeitpunkt und die Versagensart werden von einer Querkzugbelastung maßgeblich beeinflusst und in Abschnitt 5.4 näher betrachtet.

Tabelle 4.5: Einfluss des Querkzugs auf den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Stab Ø	Querkzug- niveau	dehnungsabhängig				spannungsabhängig			
		Beton C40/50		Beton C20/25		Beton C40/50		Beton C20/25	
		Versagen	Verlauf	Versagen	Verlauf	Versagen	Verlauf	Versagen	Verlauf
16	I	A	↑	A	↓	A	↑	A	↓
	II	A	↓	A	↓	A	↓	-	-
	III	A	=	A/S	↓/↓	A	=	A	↓
	IV	A	↑	A/S	↓/↓	A	=	A/S	↓/↓
	V	-	-	-	-	A	=	A/S	↓/↓
20	I	A	=	A	↑	A	↑	A	↑
	II	A	=	A/S	=/↑	A	=	A/(S)	=/(↑)
	III	A/S	=/=	S	↑	A/S	=/=	S	↑
	IV	S	=	S	↑	S/(A)	=/(=)	S	=
	V	-	-	-	-	S	=	S	=
25	I	S	=	-	-	S	=	-	-
	II	S	=	-	-	S	=	-	-
	III	S	=	-	-	S	=	-	-
	IV	S	=	-	-	S	=	-	-
	V	-	-	-	-	S	=	-	-

(A)usziehversagen, (S)paltbruchversagen

= gleicher, ↑ höherer, ↓ flacherer Verlauf im Vergleich zu den Versuchen ohne Querkzug

() Einzelversuch, keine Mittelwertbildung möglich

In Abschnitt 2.3 wurde dargestellt, dass die Betonfestigkeitsklasse einen maßgeblichen Einfluss auf den Verbundwiderstand besitzt. Die Mittelwertkurven für die Versuche ohne Querkzug sind in Bild 4.16a zusam-

mengestellt. Bei den Betonstählen Ø20 wird der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse in der Form ersichtlich, dass sich für den Beton C40/50 bei gleichen Schlupfwerten größere Verbundspannungen ergeben. Im Gegensatz dazu stellt sich für den Betonstahl Ø16 zunächst keine Abhängigkeit von der Betonsorte heraus.

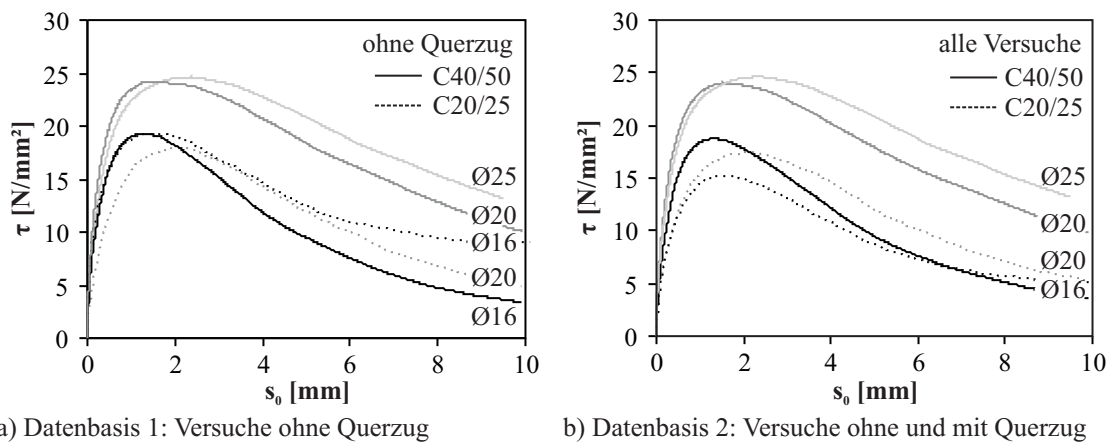


Bild 4.16: Mittelwertkurven der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für verschiedene Stabdurchmesser und Betonsorten

Da beim Vergleich der Konfidenzintervalle kein signifikanter Einfluss des Querzugs auf den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung festgestellt werden konnte, werden im nächsten Schritt alle durchgeführten Versuche mit Ausziehversagen zur Berechnung der Mittelwertkurven herangezogen und in Bild 4.16b dargestellt. Somit steht eine größere Datenbasis zur Verfügung, die eine verlässlichere Abbildung des Mittelwerts möglich macht. Hier ergeben sich nun für die höhere Betonfestigkeitsklasse bei beiden Betonstählen Ø16 und Ø20 auch größere Verbundspannungen, was plausibel erscheint.

Der Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundverhalten wurde in der Vergangenheit als gering eingeschätzt, siehe Abschnitt 2.3. Lediglich bei einer durch Querzug verursachten Längsrissbildung gewinnt der Stabdurchmesser an Bedeutung, siehe Abschnitt 2.4. In den eigenen Versuchsergebnissen kann ebenfalls keine eindeutige Abhängigkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven vom Stabdurchmesser erkannt werden (Bild 4.16). Allerdings ist zu beachten, dass die verwendeten Stabdurchmesser auch unterschiedliche bezogene Rippenflächen f_R besitzen (siehe Anhang A. Für die Betonstähle Ø20 und Ø25 ergeben sich für die Betonsorte C40/50 sehr ähnliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, wohingegen die Kurve für den Stahl Ø16 viel niedriger verläuft. Dies spiegelt sich in den Mittelwertkurven des Betons C20/25 nur bedingt wider.

Um den Einfluss der Betonfestigkeit aus den Versuchsdaten auszuschließen, werden die Mittelwertkurven der einzelnen Stabdurchmesser auf die maximale Verbundspannung normiert, so dass sich für $\tau_{max,n} = 1,0$ ergibt. Der Vergleich in Bild 4.17 zeigt, dass der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für gleiche Stabdurchmesser prinzipiell identisch ist, wobei eine leichte Tendenz zu größeren Schlupfwerten bis zum Erreichen von $\tau_{max,n}$ für die Betonsorte C20/25 auftritt.

4.6 Charakteristische Punkte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Um die Ergebnisse aus der Betrachtung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung noch einmal zu verdeutlichen, sind in Bild 4.18 die Einzelergebnisse einiger charakteristischer Punkte für alle geprüften Betonsorten und Stabdurchmesser dargestellt (vgl. LEMNITZER ET AL. [69]). Die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ bei einem Schlupfwert $s_0 = 0,1$ mm repräsentiert den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve bzw. die Verbundsteifigkeit. Die Art des Verbundversagens ist durch graue bzw. weiße Symbole (Stabauszug bzw.

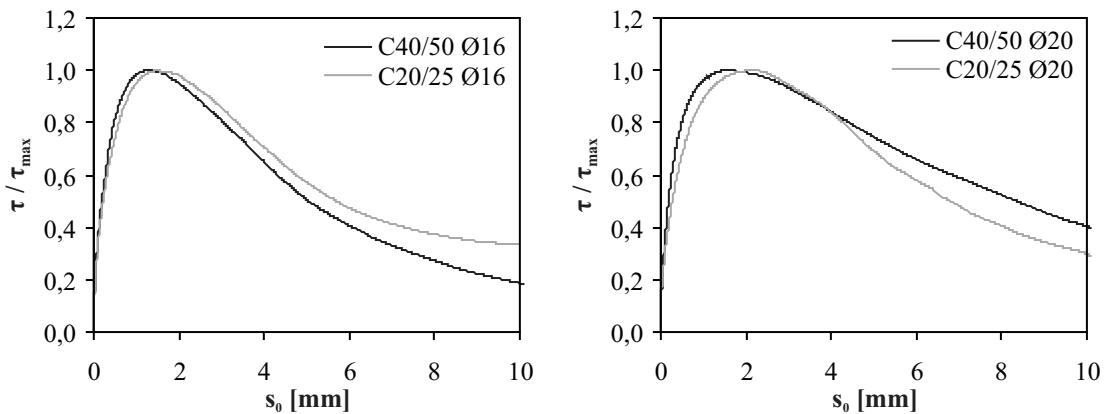


Bild 4.17: Vergleich der bezogenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen gleicher Stabdurchmesser

Spaltbruch) gekennzeichnet. Das Verbundversagen wird im Fall des Stabauszugs durch die Verbundspannung τ_{max} und den Schlupf $s_{0,max}$ und bei einem Spaltbruchversagen durch τ_{sp} bzw. $s_{0,sp}$ repräsentiert. Trat das Spaltbruchversagen erst nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung ein, sind in Bild 4.18 die Werte τ_{max} und $s_{0,max}$ für den entsprechenden Versuch dargestellt.

Die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ weist im Allgemeinen eine große Streuung auf. Berücksichtigt man den Streubereich der Versuche ohne Querzug, wird deutlich, dass die Höhe des Querzugs keinen Einfluss auf $\tau_{0,1}$ und damit auf die Verbundsteifigkeit zu Beginn des Ausziehvorgangs hat.

Die maximalen Verbundspannungen zeigen ebenfalls eine deutliche Streuung, die jedoch bei den Versuchen mit einem Ausziehversagen deutlich ausgeprägter als bei den Versuchen mit einem frühzeitigen Spaltbruchversagen ist, wie beispielsweise die Ergebnisse der Versuchsserien mit einem Beton C40/50 und Stab $\varnothing 25$ zeigen. Hier wird außerdem der Einfluss des Querzugniveaus sehr deutlich: mit steigendem Querzug nehmen bei einem Spaltbruchversagen sowohl die Verbundspannungen τ_{sp} als auch die Schlupfwerte $s_{0,sp}$ kontinuierlich ab. Im Gegensatz dazu ist für die Versuche mit einem Ausziehversagen bzw. mit einem Spaltbruchversagen, welches erst nach dem Erreichen von τ_{max} eintrat, unter Berücksichtigung der Streuung kein Einfluss des Querzugniveaus auf die maximalen Verbundspannungen und zugehörigen Schlupfwerte zu erkennen.

4.7 Ringdehnungs-Schlupf-Beziehung der Ausziehversuche unter Querzugbelastung

Eine qualitative Aussage zu den Ringzugspannungen kann über die gemessene Betondehnung ε_B an der Probekörperoberfläche auf halber Höhe der Verbundlänge getroffen werden, die in Anhang B für alle Einzelversuche angegeben ist. Eine Umrechnung der Ringdehnung in eine Ringzugspannung ist nur auf Grundlage zahlreicher Annahmen möglich. Die Ermittlung des Zusammenhangs zwischen der Verbundspannung und der nach außen gerichteten Radialspannung, die die Ringzugspannungen verursacht, kann mittels der durchgeführten Ringtests effektiver und genauer durchgeführt werden (siehe Abschnitt 4.8).

Prinzipiell haben die mittleren Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen verschiedener Stabdurchmesser und Querzugniveaus bei einem vorliegenden Ausziehversagen einen ähnlichen Verlauf, siehe Bild 4.19 und 4.20. Dem zunächst moderaten Anstieg der Kurven schließt sich ein abflachender Verlauf bis zum Erreichen des Maximums an, welches sich generell erst nach dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums einstellt. Danach wird die Dehnung mit zunehmenden Schlupfwerten geringer.

Der Vergleich der mittleren Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen der Versuche ohne Querzug macht den Einfluss der Betondeckung ersichtlich. Mit größerem Stabdurchmesser, d. h. geringerer Betondeckung, neh-

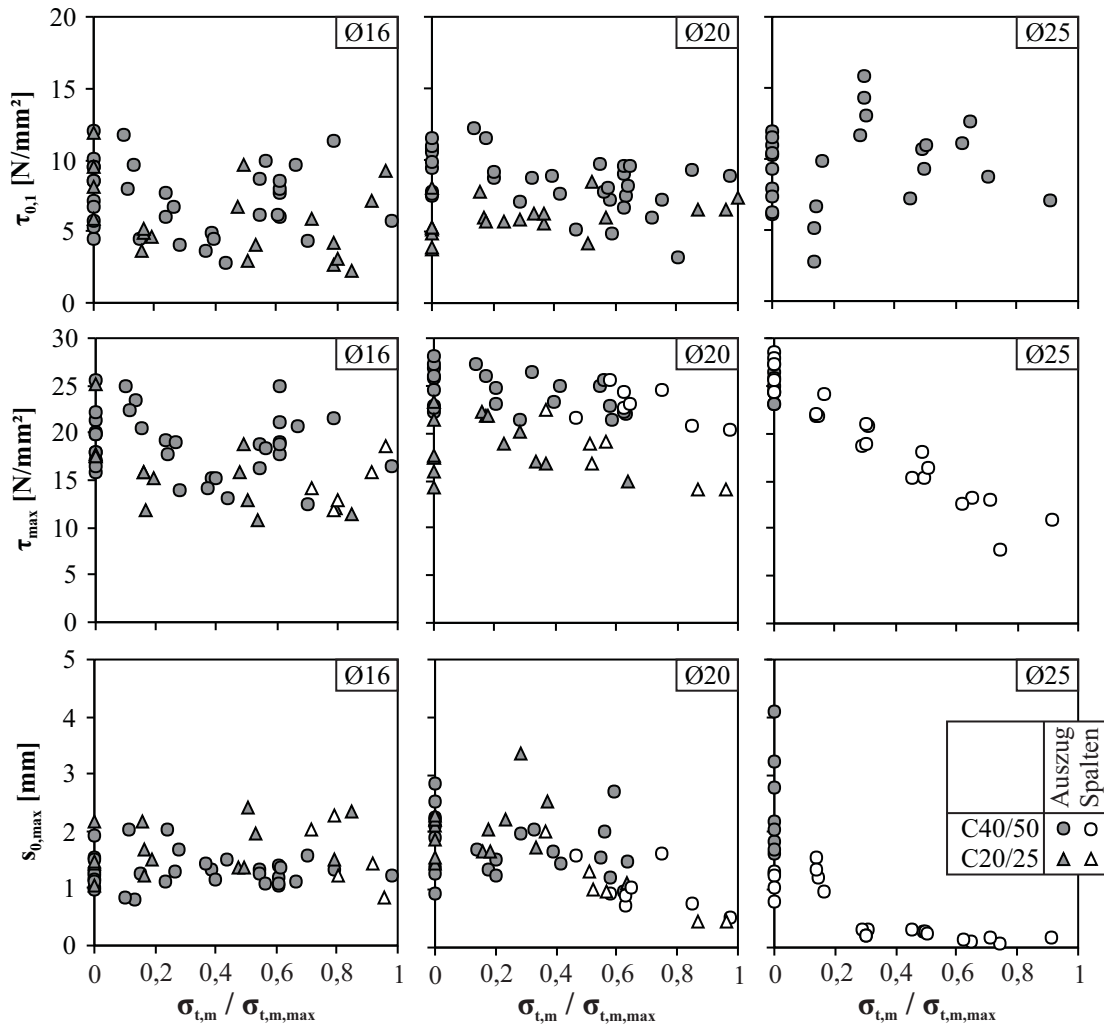


Bild 4.18: Charakteristische Punkte der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit des Querkzugniveaus

men die Ringdehnungen an der Außenseite der Betondeckung zu. Es ergeben sich ein steilerer Anstieg im Anfangsbereich und größere maximale Ringdehnungen. Für den Stabdurchmesser Ø25 beträgt die maximale Ringdehnung 0,12‰ und liegt damit im Bereich der Betonzugbruchdehnung. Dies wird auch durch die Versuche mit Ø25 ohne Querkzug bestätigt, bei denen ein Spaltbruchversagen auftrat (Bild 4.19).

Bei gleichem Stabdurchmesser ergeben sich bei den Versuchen ohne Querkzug für beide Betone annähernd gleich große Ringdehnungen. Dies ist auf die Unterschiede in den Elastizitätsmoduli und den übertragbaren maximalen Verbundspannungen der beiden Betonsorten zurückzuführen. Bei einem um ca. 20 % geringeren Elastizitätsmodul des Betons C20/25 ergeben sich aufgrund der um ebenfalls ca. 20 % geringeren Verbundbeanspruchung in etwa gleiche Dehnungswerte wie beim Beton C40/50. Es kann jedoch nicht automatisch davon ausgegangen werden, dass die Ringdehnung von der Betonfestigkeitsklasse unabhängig ist, da die maximale Verbundspannung und der Elastizitätsmodul vermutlich in unterschiedlichem Maße von der Betondruckfestigkeit abhängen¹.

Weiterhin werden in Bild 4.20 die Mittelwertkurven der Ringdehnungs-Schlupf-Kurven unterschiedlicher spannungsabhängiger Querkzugniveaus gegenübergestellt. Die Größe der mittleren voreingestellten Dehnung $\varepsilon_{B,0}$ infolge des Querkzugs ist für den Schlupf $s_0 = 0$ mm abzulesen. Es lässt sich feststellen, dass für höhere Querkzugniveaus die Ringdehnungen nach dem Erreichen des Maximums nur noch unwesentlich abnehmen. Bei allen Versuchen mit Ausziehversagen ist die maximale Ringdehnung kleiner als 0,14 ‰. Der Vergleich

¹ $E_c \sim f_c^{1/3}$ und $\tau_{max} \sim f_c^{1/2}$

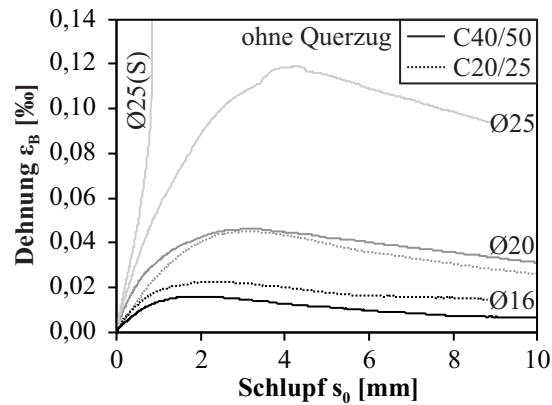


Bild 4.19: Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen infolge einer Ausziehbelastung ohne Querkzug

der Versuche mit einem Betonstahl Ø16 zeigt, dass für den Beton C40/50 und das Querkzugniveau V ein Spaltbruchversagen vermutlich gerade nicht eintrat.

Bei den Versuchen mit Spaltbruchversagen führt eine Mittelwertbildung wegen der unterschiedlichen Schlupfwerte am Kurvenende zu Versätzen in der Mittelwertkurve. Es wird dennoch ersichtlich, dass nach dem ansteigenden Ast die Kurven nicht mehr abflachen, sondern eine progressive Dehnungszunahme bei sehr kleinem Schlupfzuwachs stattfindet. Diese tritt mit steigendem Querkzugniveau bei immer kleineren Schlupfwerten auf. Als kritischer Wert, bei dessen Überschreitung mit einer starken Ringdehnungszunahme und mit einem Spaltbruchversagen gerechnet werden muss, ist aus den Kurven der Einzelversuche (siehe Anhang B) eine Dehnung von 0,07 ‰ bis 0,15 ‰ abzulesen.

4.8 Versuchsergebnisse der Ringtests

4.8.1 Verlauf von Verbundspannung und Stahlringdehnung

Aus den durchgeführten Ringtests können Verbundspannungs-Schlupf- sowie Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen an den drei unterschiedlichen Messpositionen I, II und III ermittelt werden (siehe Abschnitt 3.3). Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zeigen stets den gleichen charakteristischen Verlauf: Zunächst erfolgt ein steiler Anstieg bis die Zugtragfähigkeit des Betonrings überschritten ist und mehrere Spaltrisse (τ_{sp} bei $s_{0,sp}$) auftreten. Daraufhin fällt die Kurve schlagartig ab, um nach einer gewissen Schlupfzunahme bis zum Erreichen des Verbundspannungsmaximums (τ_{max} bei $s_{0,max}$) wieder anzusteigen. Danach folgt ein stetig abfallender Ast bis ein Schlupfwert von $s_0 = 10$ mm erreicht ist und der Versuch beendet wurde.

Vor der Existenz der Spaltrisse können auf der Außenseite des Stahlrings nahezu keine Dehnungen verzeichnet werden, was auf das Schwinden des Betonrings während der Lagerungsperiode zurückgeführt wird. Nach der Rissbildung werden die einzelnen Ringabschnitte durch den Stab nach außen gegen den Stahlring gedrückt, so dass zum einen eine sprunghafte Schlupfzunahme verzeichnet wird und zum anderen die Stahlringdehnungen abhängig von der Position entlang der Verbundlänge mehr oder weniger stark ansteigen, bis ebenfalls ein Dehnungsmaximum erreicht wird. Dieses stellt sich stets erst nach dem Verbundspannungsmaximum ein, danach fallen die Kurven nur noch geringfügig ab (Bild 4.21a).

Die Mittelwertkurven der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (Bild 4.21b) weisen trotz der unterschiedlichen bezogenen Verbundlängen l_b/d_s und Betondeckungen c/d_s der Stäbe annähernd gleiche Verläufe auf. Für den Beton C20/25 verlaufen die Kurven aufgrund des geringeren Verbundspannungsmaximums etwas niedriger.

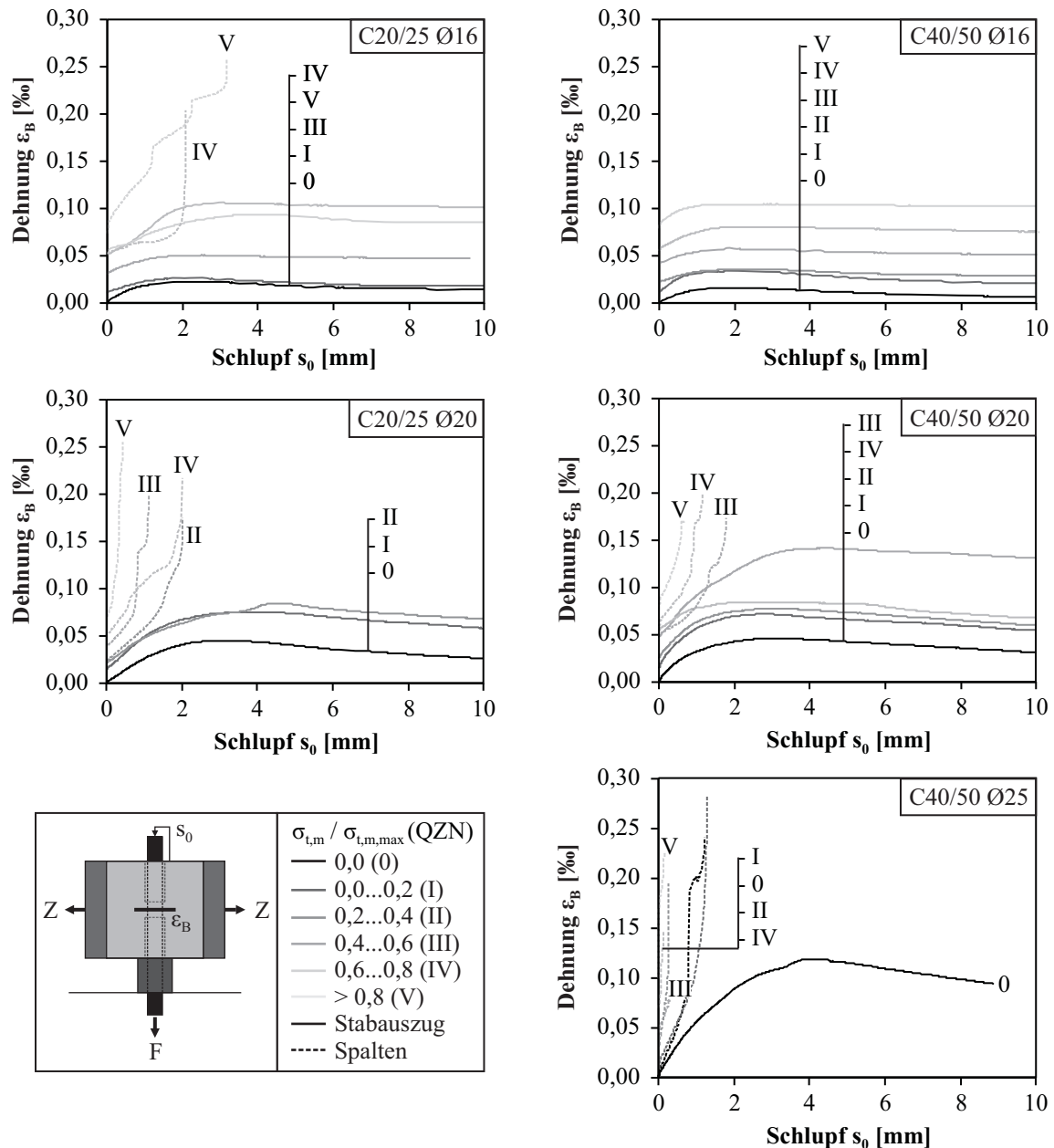
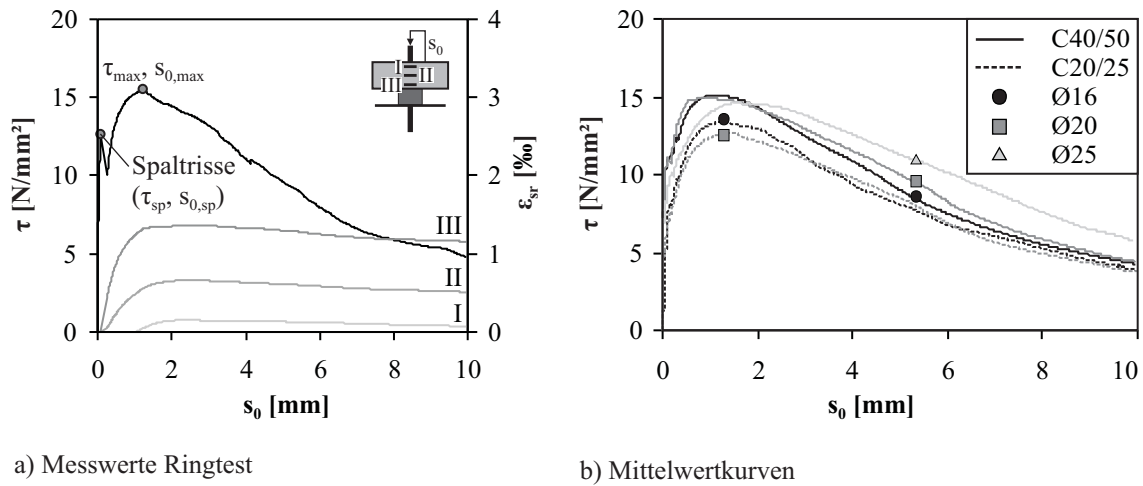


Bild 4.20: Ringdehnungs-Schlupf-Beziehungen infolge einer Querkzug- und Ausziehbelastung

4.8.2 Anzahl der radialen Risse und Rissbreiten

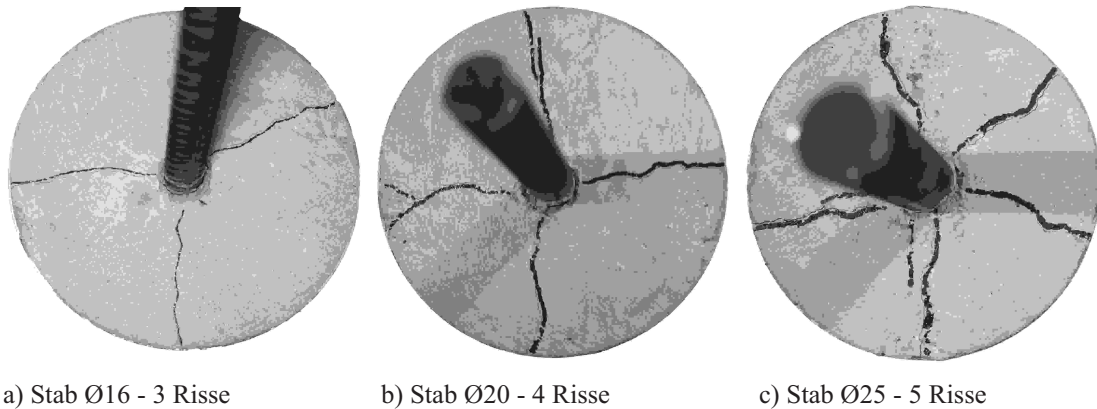
Mit steigendem Stabdurchmesser nimmt die Anzahl der radialen Risse zu. Bei dem Stab Ø16 treten durchschnittlich drei Risse, beim Ø20 vier Risse und beim Ø25 fünf bis sechs Risse auf. Weiterhin kann mit größerem Stabdurchmesser eine zunehmende Verzweigung der Risse festgestellt werden (Bild 4.22). In Anhang C sind die Probekörper mit den angezeichneten Rissen sowie in Tabelle C.1 die Rissanzahl der einzelnen Probekörper angegeben. Die zunehmende Rissanzahl n wird auf den größeren Stabumfang u_s zurückgeführt, da das Verhältnis $n/u_s \approx 0,064$ für die geprüften Stabdurchmesser annähernd konstant ist.

In einigen Ringtests waren auf der Oberseite Dehnmessstreifen angebracht. Verläuft ein radialer Riss genau unter diesen Dehnmessstreifen, kann unter Vernachlässigung der elastischen Betondehnung aus der gemessenen Dehnung und der Messlänge des Dehnmessstreifens näherungsweise auf die Rissbreite zurückgeschlossen werden. Diese beträgt beim Erreichen der maximalen Verbundspannung ca. 0,1 mm bis 0,2 mm.



a) Messwerte Ringtest

b) Mittelwertkurven

Bild 4.21: Messergebnisse der Ringtests

a) Stab Ø16 - 3 Risse

b) Stab Ø20 - 4 Risse

c) Stab Ø25 - 5 Risse

Bild 4.22: Anzahl der radialen Risse

Es ist jedoch anzunehmen, dass die Rissbreiten an der Probekörperunterseite noch etwas größer sind, da die Spaltrissbildung stets am belasteten Stabende beginnt.

4.8.3 Der Winkel α im Ringtest

Der Ringtest wurde von TEPFERS & OLSSON [148] konzipiert, um den Zusammenhang zwischen radialer und längs gerichteter Verbundwiderstandskomponente experimentell zu erfassen. Dafür wurde im ursprünglichen Versuchsaufbau ein DMS auf halber Ringhöhe angeordnet, um aus der Stahlringdehnung den Winkel α zu bestimmen. Es wird davon ausgegangen, dass die senkrecht zum Stab wirkende, nach außen gerichtete Radialdruckspannung aus der Verbundwirkung über den gerissenen Betonring direkt auf den dünnwandigen Stahlring als Innendruck wirkt. Die gemessene Stahlringdehnung während des Ausziehversuchs wird mittels Gl. (4.10) in den wirkenden Innendruck p_i umgerechnet.

In den eigenen Ringtests waren drei Dehnmessstreifen - mittig und am oberen und unteren Rand - über die Stahlringhöhe von 48 mm angeordnet. Die Messergebnisse zeigen, dass die Stahlringdehnungen über die Verbundlänge nicht konstant sind und vom belasteten zum unbelasteten Stabende hin abnehmen. In Bild 4.23a wird die bezogene Darstellung x/d_s gewählt, um eine direkte Vergleichbarkeit zwischen den drei unterschiedlichen bezogenen Verbundlängen zu schaffen. Hierbei repräsentiert $x/d_s = 0$ das belastete

Stabende. Aus der veränderlichen Stahlingdehnung $\varepsilon_{sr}(x)$ ergibt sich auch ein veränderlicher Innendruck $p_i(x)$.

$$p_i(x) = \frac{2 \cdot \varepsilon_{sr}(x) \cdot E_{sr} \cdot t}{d_s} = \frac{2 \cdot \varepsilon_{sr}(x) \cdot 196.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1 \text{ mm}}{d_s} \quad (4.10)$$

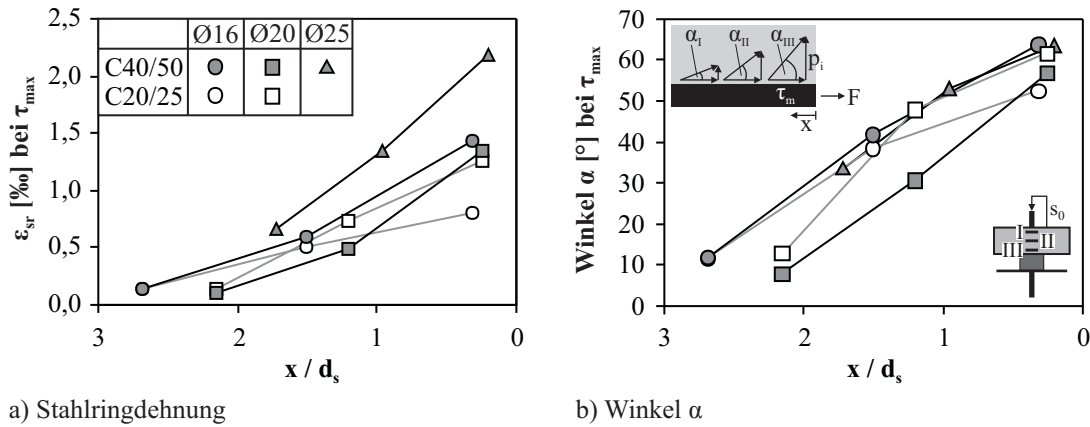


Bild 4.23: Verlauf der Stahlingdehnung und des Winkels α

Wird eine konstante mittlere Verbundspannung τ_m über die kurze Verbundlänge von $\leq 3d_s$ angesetzt, hat dies einen veränderlichen Winkel $\alpha(x)$ über die Probekörperhöhe zur Folge (Bild 4.23b).

$$\alpha(x) = \arctan\left(\frac{\tau_m}{p_i(x)}\right) \quad (4.11)$$

Der Verlauf des Winkels α in der Verbundzone ist für die geprüften Stabdurchmesser und Betonsorten prinzipiell identisch. Beim Erreichen der maximalen Verbundspannung beträgt der Winkel am belasteten Stabende zwischen 53° und 64° und nimmt mit zunehmendem Abstand über die Verbundlänge linear ab (Bild 4.23b). In der Realität sind jedoch vermutlich beide Komponenten τ und α über die Verbundlänge nicht konstant. Um dies experimentell nachzuweisen, hätte jedoch auch die Verbundspannungsverteilung in der Verbundzone, z. B. durch die Messung der Betonstahldéhnung, erfasst werden müssen.

In Bild 4.24 wird ersichtlich, dass α sowohl von der Position entlang des Stabes als auch von der Höhe der Ausziehbelastung abhängt. Bis zum Erreichen des Verbundspannungsmaximums erfolgt ein steiler Anstieg, der jedoch mit zunehmendem Abstand zum belasteten Stabende immer geringer ausfällt. Es schließt sich danach ein deutlich abgeflachter Verlauf an. Der erreichte Maximalwert von ca. 80° am belasteten Stabende spiegelt den reinen Reibwiderstand zwischen Stahl und Beton wider. Ein Schlupfwert von $s_0 = 10 \text{ mm}$ entspricht in etwa dem einfachen Rippenabstand c_s , d. h. die Betonkonsolen zwischen den Rippen sind komplett zerstört und der Stab gleitet nur noch auf dem verbleibenden Gesteinsmehl. Der zugehörige Reibbeiwert $\mu = 1/\tan 80^\circ = 0,17$ stimmt gut mit experimentell ermittelten Werten überein, vgl. RITTER ET AL. [120]. Weiterhin wird deutlich, dass die Beziehung zwischen dem Winkel α_{III} am belasteten Stabende und dem Schlupf s_0 nahezu unabhängig von den unterschiedlichen Randbedingungen im Versuch, wie dem Stabdurchmesser, der Verbundlänge und der Betondeckung ist.

Einfluss der Betonfestigkeit

Um den Einfluss der Betonfestigkeit festzustellen, können die Versuche mit gleichem Stabdurchmesser verwendet werden. Ein direkter Einfluss auf den Winkel α kann aus den Versuchen nicht eindeutig abgeleitet werden. Für den Stabdurchmesser Ø20 ergeben sich fast identische Kurvenverläufe für α_{III} , während diese beim Stabdurchmesser Ø16 voneinander abweichen. Betrachtet man den Winkel α_{II} ergibt sich ein umgekehrtes Bild. Für den Winkel α_I stimmen die Verläufe für beide Betonsorten stets gut überein (Bild 4.24).

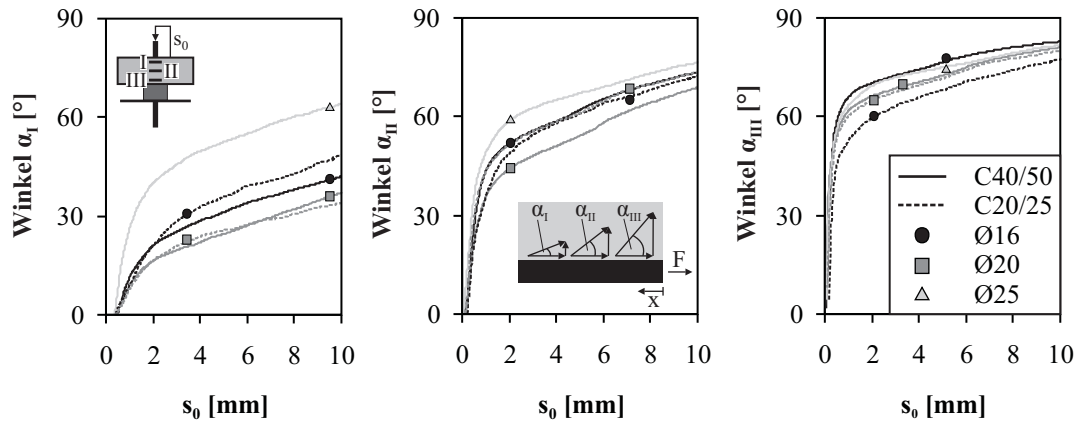


Bild 4.24: Abhängigkeit des Winkels α von der Ausziehbelastung

Werden alle Einzelversuche in die Betrachtung einbezogen, wird ebenfalls ersichtlich, dass der Winkel am belasteten Stabende α_{III} beim Erreichen von τ_{max} nicht signifikant von der Betonfestigkeit beeinflusst wird (Bild 4.25a).

Einfluss der Rippengeometrie

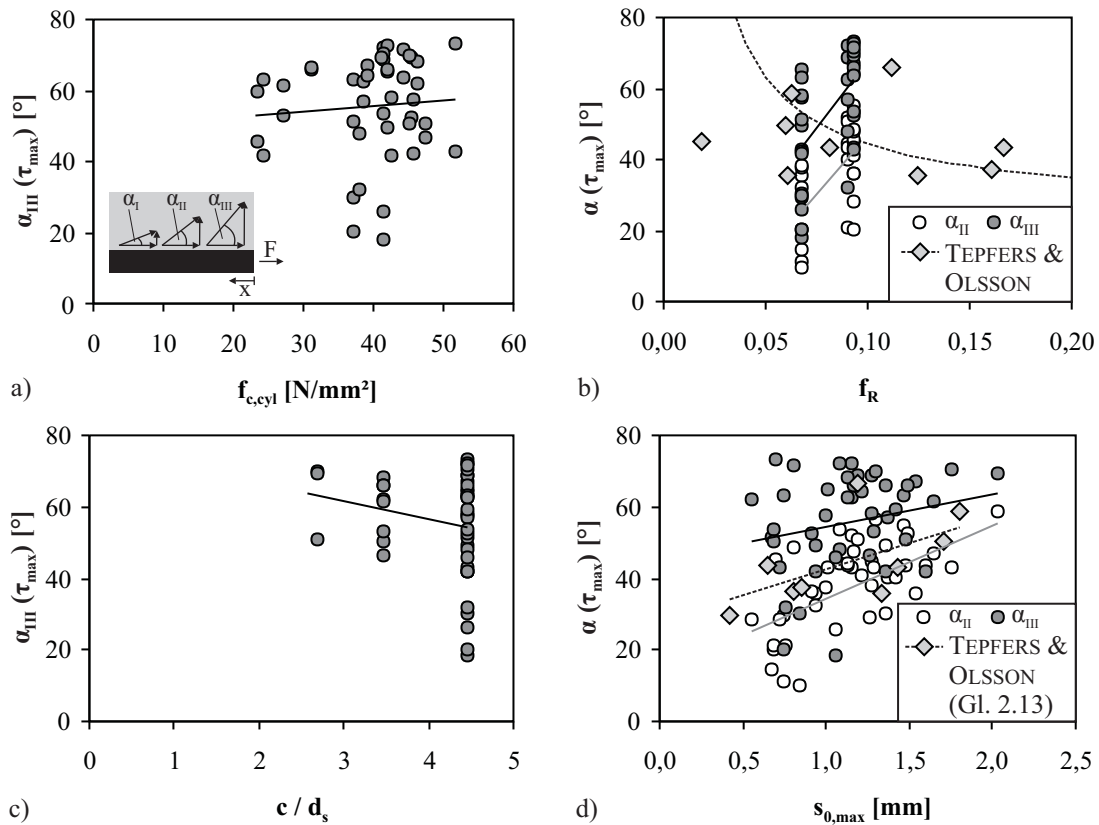
Für den Stabdurchmesser $\varnothing 16$ standen durch zusätzliche Ringtests aus dem Versuchsprogramm von LINDORF [75] die Versuchsergebnisse für drei unterschiedliche Rippengeometrien zur Verfügung (Stab 16A, C und D, siehe Anhang A Tabelle A.5). Da die sonstigen Randbedingungen, wie Betondeckung und Verbundlänge hier identisch sind, kann nunmehr der Einfluss der Stabgeometrie auf den Winkel α untersucht werden. In Bild 4.25b scheint der Winkel α mit der Rippenfläche f_R zuzunehmen. Weiterhin wird deutlich, dass die geprüften bezogenen Rippenflächen von $f_R = 0,068 - 0,093$ nur einen kleinen Bereich abdecken, von dem nicht zwingend auf eine Abhängigkeit zum Winkel α geschlossen werden kann, zumal die ermittelten Winkel auch eine große Streubreite aufweisen. Im Diagramm sind die Versuchswerte von TEPFERS & OLSSON [148] mit eingezeichnet (Bild 4.25b). Diese sind vergleichbar mit dem Winkel α_{II} und weisen mit steigendem f_R eine Abnahme auf. Wird angenommen, dass eine bezogene Rippenfläche $f_R = 0$ einem Glattstahl entspricht, müsste diese den größten Winkel α aufweisen, der den reinen Reibwiderstand zwischen Stahl und Beton widerspiegelt. Dies macht die Annahme von TEPFERS & OLSSON [148] nach Gl. (2.11) plausibel.

Einfluss der Betondeckung

VAN DER VEEN [151] geht davon aus, dass der Winkel α mit steigender Betondeckung abnimmt. Dieser Trend kann den eigenen Versuchsergebnissen ebenfalls entnommen werden. Da jedoch die Streuung der ermittelten Winkel sehr groß ist, kann aus den Versuchsdaten keine eindeutige Aussage zum Einfluss der Betondeckung abgeleitet werden (Bild 4.25c).

Einfluss des Schlupfs $s_{0,max}$

Weiterhin ist die Frage von Interesse, inwiefern der Winkel α beim Erreichen der maximalen Verbundspannung τ_{max} beeinflusst wird. Da der Winkel α vom Grad der Ausziehbelastung abhängt, die über den Schlupf s_0 charakterisiert wird, sind in Bild 4.25d die Winkel in Abhängigkeit des zugehörigen Schlupfwertes $s_{0,max}$ aufgetragen. Zum Vergleich sind die Ergebnisse von TEPFERS & OLSSON [148] mit dargestellt. Die Versuchsdaten weisen zwar mit steigendem Schlupf einen leicht ansteigenden Trend auf, der jedoch vor allem für den Winkel α_{III} am belasteten Stabende nur geringfügig ausgeprägt ist (Bild 4.25d).

Bild 4.25: Einflussfaktoren auf den Winkel α

4.8.4 Maximaler Verbundwiderstand

Werden die Verbundspannungen τ_{sp} bei der Spaltrissbildung bezogen auf die serienspezifische Spaltzugfestigkeit aufgetragen, wird deutlich, dass diese mit steigender Betondeckung zunehmen (Bild 4.26a). Dass die Spaltrisse auf der Unterseite der Probekörper deutlich sichtbar größer waren als auf der Oberseite und die Stahlringdehnung ε_{sr} am unteren Rand stets am größten war, zeigt, dass das Spaltbruchversagen vom belasteten Stabende ausgeht und die Risse den Probekörper in Richtung des unbelasteten Stabendes durchwandern. Daher kann bei den vorhandenen kurzen Verbundlängen ein Einfluss der Verbundlänge auf den Spaltbruchwiderstand nahezu ausgeschlossen werden. Weiterhin kann geschlussfolgert werden, dass der Spaltbruchwiderstand direkt von der Betonzugfestigkeit abhängt, da sich für die beiden Betonsorten gleiche Verhältnisse $\tau_{sp}/f_{ct,sp}$ in Abhängigkeit der Betondeckung ergeben.

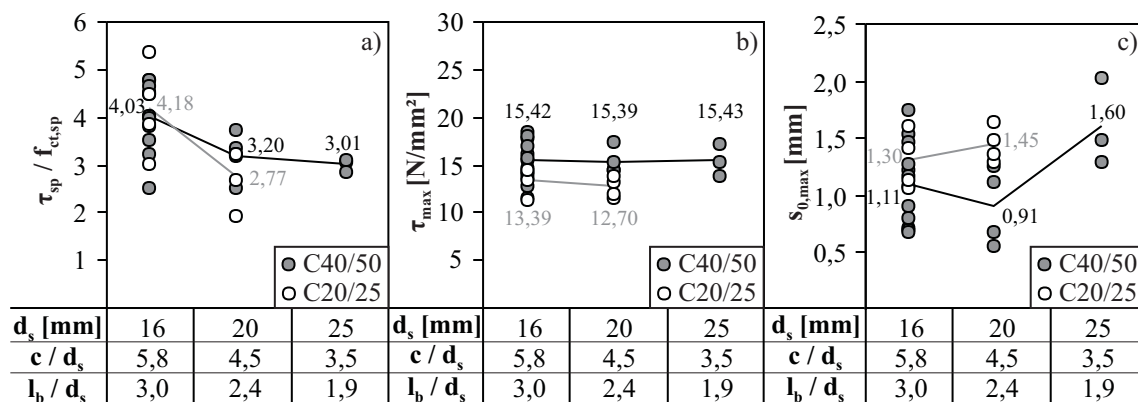


Bild 4.26: Maximaler Verbundwiderstand bei Spaltrissbildung und Stabauszug im Ringtest

Im Ringtest kann aufgrund der Umschnürungswirkung des Stahlrings nach dem Spalten die Ausziehbelastung weiter gesteigert werden und es ergibt sich eine typische Verbundspannungs-Schlupf-Kurve für Ausziehversagen (siehe Bild 4.21a). Für den Beton C40/50 werden etwas höhere maximale Verbundspannungen τ_{max} als für den Beton C20/25 erreicht (Bild 4.26b). Für den zugehörigen Schlupfwert $s_{0,max}$ verhält es sich genau umgekehrt (Bild 4.26c). Der geringe Einfluss der Betonfestigkeit lässt sich mit den vorhandenen Spaltrissen und der stets gleichstarken Umschnürung durch den Stahlring begründen. Infolgedessen ist vermutlich der Einfluss der Betondeckung und der Verbundlänge auf den maximalen Verbundwiderstand ebenfalls nicht dominant.

4.8.5 Vergleich von Ringtest und würfelförmigem Ausziehkörper

Beim Vergleich des maximalen Verbundwiderstandes, der zum einen an würfelförmigen Ausziehkörpern und zum anderen an Ringtests ermittelt wurde, müssen die Randbedingungen im Versuch berücksichtigt werden (Bild 4.27). Dies betrifft die unterschiedlichen Verbundlängen, das Vorhandensein einer verbundfreien Vor- und Nachlänge bei den Würfeln, die Existenz von Spaltrissen bei den Ringtests und die unterschiedliche Lage der Stäbe beim Betonieren. Da sich diese Effekte überlagern, können aus dem Vergleich zwischen Ringtest und Ausziehkörper nur bedingt Aussagen gewonnen werden. Generell ist der am Ringtest ermittelte maximale Verbundwiderstand kleiner. Die niedrigere Verbundspannung τ_{max} geht auch mit kleineren Schlupfwerten $s_{0,max}$ einher. Direkt vergleichbar sind die Werte für den Stabdurchmesser $\varnothing 25$, da hier bei beiden Probekörpern annähernd gleiche bezogene Verbundlängen von $\sim 2d_s$ vorliegen. Die Verbundspannung im Ausziehkörper ist um 57 % höher als im Ringtest. Da im Ringtest bis zu sechs radiale Risse mit relativ großen Rissbreiten vorliegen, wird dieser Effekt auf den Einfluss der Längsrisse zurückgeführt. Dafür spricht auch, dass beim Stabdurchmesser $\varnothing 16$, der weniger radiale Risse bei kleineren Rissbreiten aufweist, die Differenz zwischen Ausziehkörper und Ringtest geringer ausfällt. Aus den Versuchen von IDDA [54] kann eine bis zu 40 %-ige Abnahme der maximalen Verbundspannung bei Längsrissbreiten bis 0,5 mm abgeleitet werden.

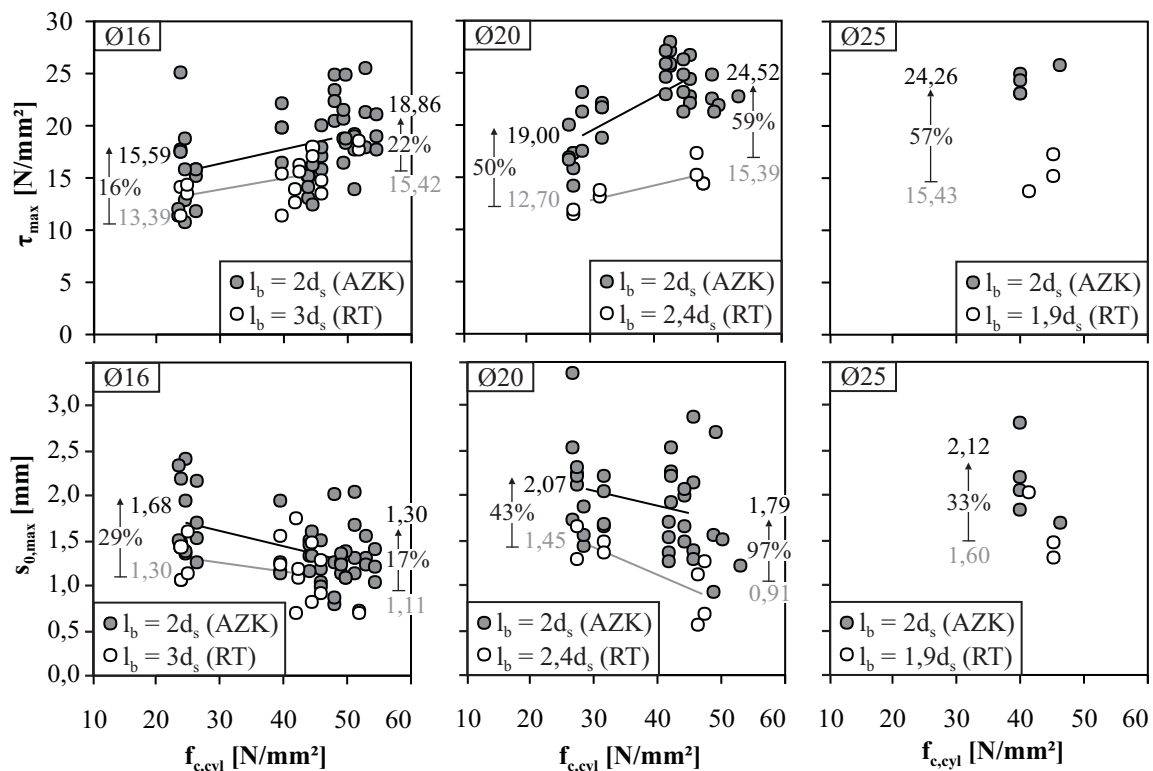


Bild 4.27: Vergleich zwischen Ringtests (RT) und würfelförmigen Ausziehkörpern (AZK)

Der Einfluss der Betonfestigkeit lässt sich sowohl im Ringtest als auch am Ausziehkörper gleichermaßen feststellen. Mit steigender Zylinderdruckfestigkeit nehmen die maximalen Verbundspannungen zu und die korrespondierenden Schlupfwerte ab.

4.9 Einfluss der Verbundlänge

4.9.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und Verbundversagen

Der Einfluss der Verbundlänge wurde zum einen an würfelförmigen Ausziehkörpern ohne Querbewehrung und zum anderen an Betonprismen mit Querbewehrung untersucht (siehe Abschnitt 3.5). In Abhängigkeit der Verbundlänge ergeben sich für die beiden geprüften Ausziehkörpertypen die in Bild 4.28 dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Einzelversuche. Bei den würfelförmigen Probekörpern ohne Querbewehrung tritt bei einer Verbundlänge von $2d_s$ und $5d_s$ ein Verbundversagen infolge Stabauszug auf, während sich bei einer Verbundlänge von $10d_s$ ein Spaltbruchversagen einstellt. Prinzipiell ist zu beobachten, dass sich mit längerer Verbundlänge eine geringere Streuung der Einzelversuche und niedrigere Verbundspannungen ergeben (Bild 4.28a).

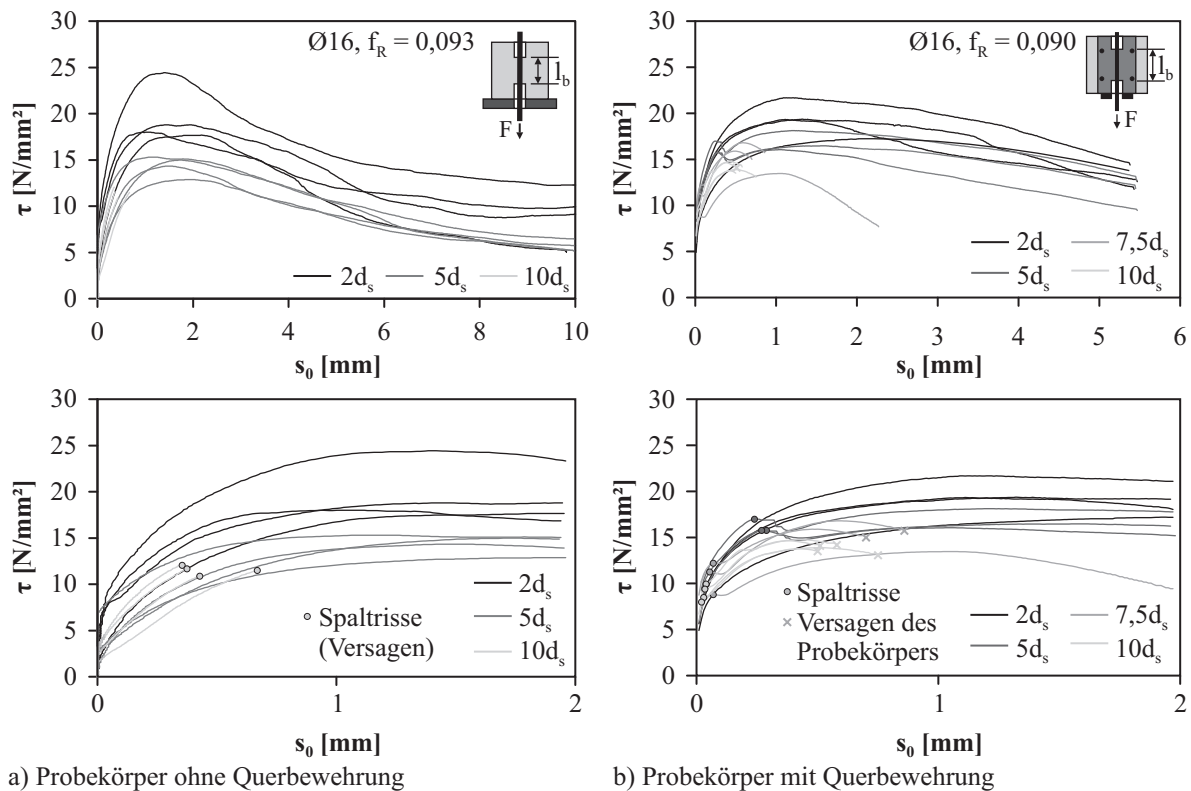


Bild 4.28: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei verschiedenen Verbundlängen

Die Versuchsergebnisse der prismenförmigen querbewehrten Probekörper bestätigen die Beobachtungen hinsichtlich der abnehmenden Streuung und Verbundspannung mit steigender Verbundlänge. Hier treten bei Verbundlängen größer $2d_s$ vor dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums Spalttrisse in der Ebene der Querschnittsschwächung längs des Stabes auf, deren unkontrolliertes Öffnen jedoch von der Querbewehrung verhindert wird. Diese Spalttrisse stellen sich mit zunehmender Verbundlänge bei immer geringeren Schlupfwerten s_0 ein. Bei den beiden kürzeren Verbundlängen konnte der Versuch bis zum Stabauszug fortgesetzt werden (Bild 4.28b). Lagen im Versuch Verbundlängen $\geq 7,5d_s$ vor, trat nach dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums ein Spaltbruchversagen auf, bei dem die Versagensebene längs des Stabes und zwischen den Querbewehrungsstäben verlief. Dies bestätigt die Ergebnisse der Ringdehnungsmessung

an den würfelförmigen Ausziehkörpern, bei denen das Ringdehnungsmaximum ebenfalls stets nach dem Verbundspannungsmaximum eintrat (vgl. Abschnitt 4.7).

Werden die Verbundspannungen auf die jeweils maximale Verbundspannung τ_{max} bei Ausziehversagen bezogen, ergeben sich normierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die es ermöglichen, den Verlauf der Kurven unterschiedlicher Verbundlängen zu vergleichen. Die Darstellung der Mittelwertkurven der normierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Bild 4.29a macht deutlich, dass sich bei den würfelförmigen Probekörpern der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve für die beiden Verbundlängen von $2d_s$ und $5d_s$ nicht unterscheidet. Dies trifft prinzipiell auch für die prismenförmigen, querbewehrten Probekörper mit einer Verbundlänge von $2d_s$ und $5d_s$ zu, wohingegen bei diesen der Verlauf erst nach der Bildung der ersten Spaltrisse identisch ist. Vor der Bildung von Spaltrissen weisen die Verbundspannungs-Schlupf-Kurven mit $5d_s$, $7,5d_s$ und $10d_s$ den gleichen steilen Anstieg auf, während danach die Verbundsteifigkeit mit kürzerer Verbundlänge immer mehr abnimmt und sich das Verbundspannungsmaximum dabei in Richtung größerer Schlupfwerte verschiebt. Die Kurven in Bild 4.29b machen deutlich, dass die Querbewehrung erst ab einer Verbundlänge $\geq 5d_s$ wirksam wird und vor allem den Anstieg der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beeinflusst.

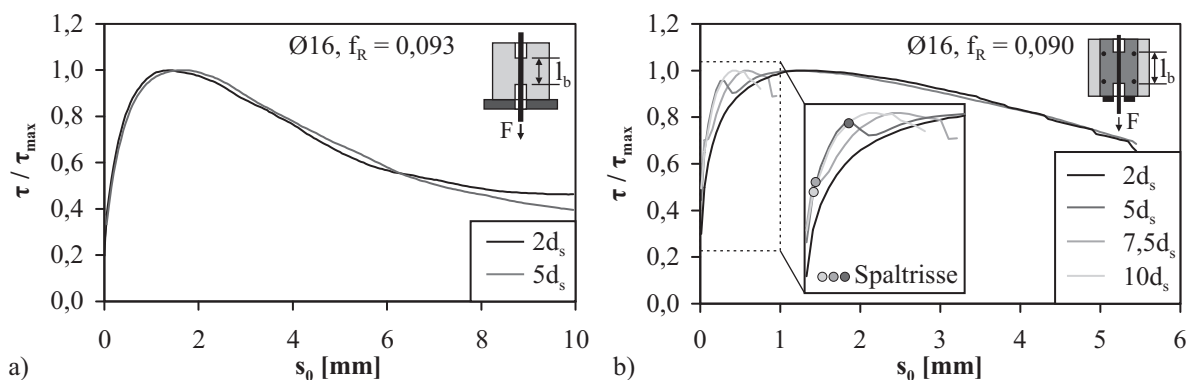


Bild 4.29: Vergleich der normierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen unterschiedlicher Verbundlängen

Da für beide Probekörpertypen unterschiedliche Betonrezepturen verwendet wurden und abweichende Betonfestigkeiten vorlagen, sind die Versuchsergebnisse nicht direkt vergleichbar. Ein Vergleich der normierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen beider Probekörpertypen ist aufgrund des gleichen Stabdurchmessers und nur geringfügig abweichenden bezogenen Rippenflächen jedoch möglich und in Bild 4.30 dargestellt. Für die kleinste geprüfte Verbundlänge von $2d_s$ ergeben sich nahezu deckungsgleiche Kurven, da bei den prismenförmigen Probekörpern bei dieser kurzen Verbundlänge noch nicht von einer Mitwirkung der Querbewehrung ausgegangen werden kann² (Bild 4.30a). Im Gegensatz dazu zeigen die Kurven bei einer Verbundlänge von $5d_s$ vor dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums bereits größere Unterschiede. Hier zeichnen sich die $5d_s$ -Kurven der querbewehrten Prismen durch eine wesentlich höhere Anfangssteifigkeit aus (Bild 4.30b).

4.9.2 Maximale Verbundspannung und zugehöriger Schlupf

Bei den würfelförmigen Ausziehkörpern kann für die maximale Verbundspannung τ_{max} ein Abfall mit steigender Verbundlänge verzeichnet werden, wobei hier jedoch die Versuche mit einer Verbundlänge von $10d_s$ aufgrund des Spaltbruchversagens nicht berücksichtigt werden können (Bild 4.31). Dieser Gruppe an Versuchsdaten werden weiterhin die Ergebnisse der prismenförmigen Ausziehkörper mit einer Verbundlänge von $2d_s$ zugeordnet, da hier nicht von einer Mitwirkung der Querbewehrung ausgegangen werden kann

²Die Verbundlänge beträgt 32 mm, der Querbewehrungsabstand 80 mm.

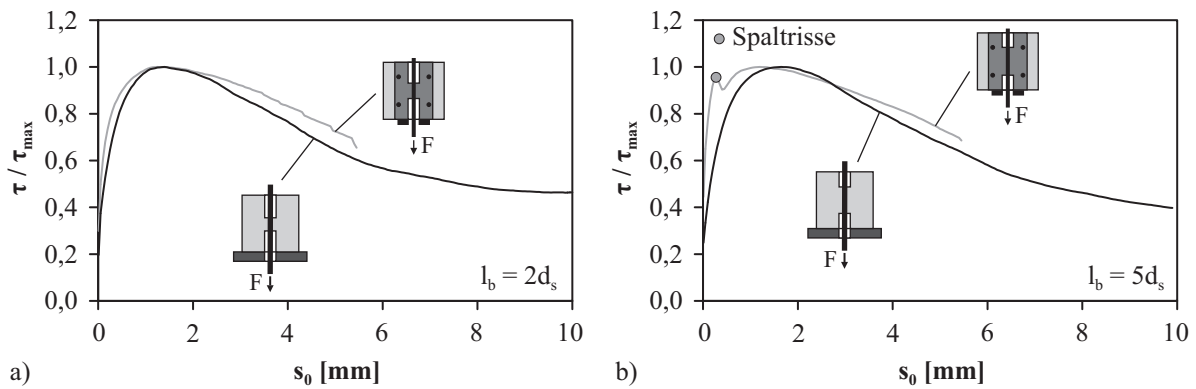


Bild 4.30: Vergleich der normierten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verschiedener Probekörper mit gleicher Verbundlänge

und auch keine Spaltrisse beim Erreichen von τ_{max} vorliegen. Der zu τ_{max} gehörige Schlupf $s_{0,max}$ unterliegt einer starken Streuung und ergibt sich für die beiden Verbundlängen von $2d_s$ und $5d_s$ in der gleichen Größenordnung zwischen 1,1 mm und 2,2 mm (Bild 4.31).

Für die prismenförmigen, querbewehrten Probekörper mit bereits vorhandenen Spaltrissen ergibt sich ebenfalls der bereits aus der Literatur bekannte Abfall der Verbundspannungen τ_{max} mit zunehmender Verbundlänge. Die zu τ_{max} gehörigen Schlupfwerte unterliegen einer größeren Streuung und nehmen erst ab einer Verbundlänge von $5d_s$ mit steigender Verbundlänge signifikant ab (Bild 4.31).

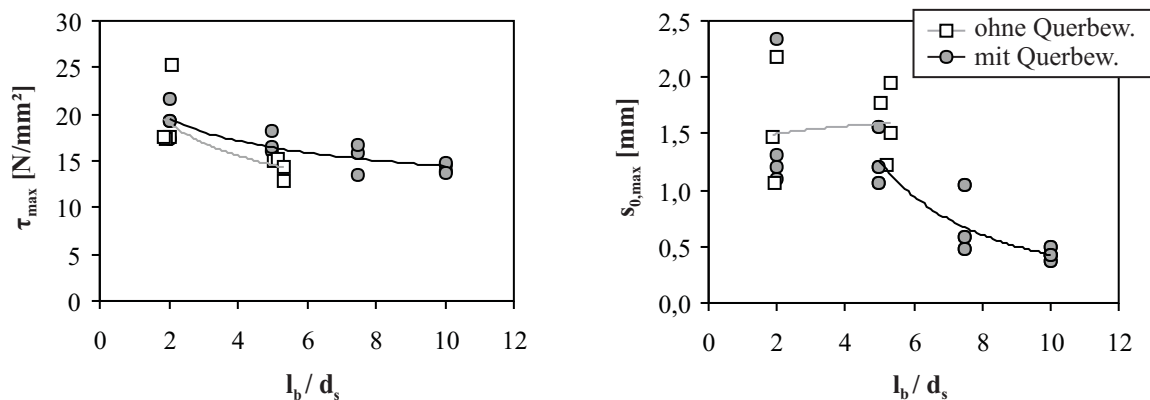


Bild 4.31: Maximaler Verbundwiderstand in Abhängigkeit der Verbundlänge

In Bild 4.32 sind die Verbundspannungen τ_{sp} und die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,sp}$ bei der Bildung der Spaltrisse dargestellt. Beide nehmen im Fall der querbewehrten Prismen deutlich stärker ab als die Maximalwerte τ_{max} und $s_{0,max}$. Da sich wegen der konstanten Probekörperhöhe mit zunehmender Verbundlänge auch die verbundfreien Vorlängen verkürzen, wird mit steigender Verbundlänge auch der Spaltbruchwiderstand des gesamten Probekörpers geringer. Eine direkte Vergleichbarkeit ist hier somit nicht gegeben. Ist im Ausziehkörper keine Querbewehrung vorhanden, treten aufgrund der geringeren Verbundsteifigkeit die Spaltrisse bei deutlich größeren Schlupfwerten ein.

4.9.3 Mittlere Verbundspannungen in Abhängigkeit des Schlupfs

Eine Auswertung der in Abschnitt 2.2.5 vorgestellten Literaturdaten zum Einfluss der Verbundlänge war hinsichtlich der Verbundspannungen bei gleichen absoluten Schlupfwerten nicht möglich. Da bei den eigenen Versuchen jedoch die vollständigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen vorliegen, können hier zusätzlich zu den maximalen Werten auch die Verbundspannungen bei bestimmten Schlupfwerten in Abhängigkeit der Verbundlänge untersucht werden.

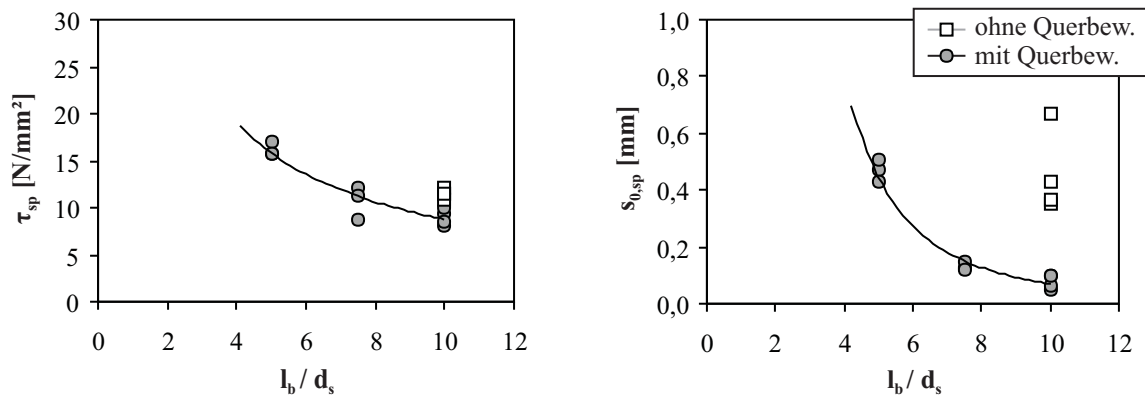


Bild 4.32: Verbundwiderstand bei der Spaltrissbildung in Abhängigkeit der Verbundlänge

Grundsätzlich sind zwei Betrachtungsweisen möglich: Zum einen können die Verbundspannungen bei gleichen absoluten Schlupfwerten s_0 (Bild 4.33a) und zum anderen bei normierten Schlupfwerten $s_0/s_{0,max}$ (Bild 4.33b) verglichen werden. Gleiche normierte Schlupfwerte stehen für die gleiche Höhe der Verbundbeanspruchung im Verhältnis zu τ_{max} und sind damit für unterschiedliche Verbundlängen, bei denen die $s_{0,max}$ -Werte variieren, direkt miteinander vergleichbar, während dies bei den absoluten Schlupfwerten s_0 nicht der Fall ist. Besteht keine Abhängigkeit zwischen $s_{0,max}$ und der Verbundlänge, dürfen sich zwischen den beiden Betrachtungsweisen des absoluten und des normierten Schlupfs keine Differenzen ergeben.

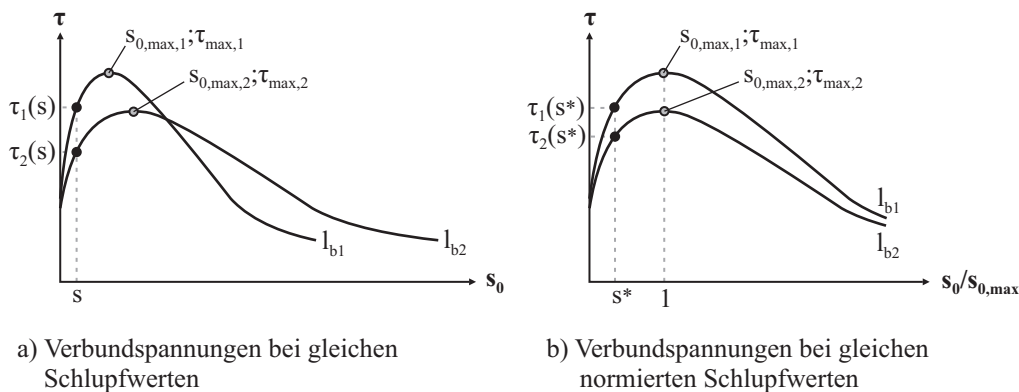


Bild 4.33: Möglichkeiten des Vergleichs der Verbundspannungen in Abhängigkeit des Schlupfs bei unterschiedlichen Verbundlängen

In Bild 4.34a und 4.34b sind die Verbundspannungen für die *würfelförmigen Probekörper ohne Querbewehrung* als Mittelwertkurven einmal für absolute Schlupfwerte s_0 und für normierte Schlupfwerte $s_0/s_{0,max}$ dargestellt. Für gleiche Schlupfwerte s_0 ergeben sich bei einer Verbundlänge von $2d_s$ wesentlich höhere mittlere Verbundspannungen als bei einer Verbundlänge von $5d_s$. Zwischen den Verbundlängen $5d_s$ und $10d_s$ hingegen treten keine nennenswerten Unterschiede bei den Verbundspannungen auf. Es ist jedoch zu beachten, dass ein Vergleich aller Verbundlängen nur bis zu einem Schlupfwert von $0,34 \text{ mm}$ möglich ist, da danach bei der längsten Verbundlänge das Verbundversagen bereits eintrat (siehe auch Bild 4.28a). Der normierte Schlupf ermöglicht hingegen einen Vergleich bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung bei $s_0/s_{0,max} = 1$. Dabei können jedoch die Versuche mit einer Verbundlänge von $10d_s$ nicht in die Auswertung einbezogen werden, da aufgrund des aufgetretenen Spaltbruchversagens keine Werte für $s_{0,max}$ als Bezug zur Verfügung stehen. Der Abfall der mittleren Verbundspannungen zwischen einer Verbundlänge von $2d_s$ und $5d_s$ ist bis zum Erreichen von τ_{max} zu beobachten (Bild 4.34b).

In Bild 4.34c und 4.34d wird ersichtlich, dass sich bei diesen Ausziehversuchen das Verhältnis der mittleren Verbundspannungen einer Verbundlänge von $2d_s$ zu den Verbundspannungen bei $l_b = 5d_s$ nahezu unabhängig vom Schlupf einstellt. Dadurch dass auch die Schlupfwerte $s_{0,max}$ bei diesen beiden kurzen

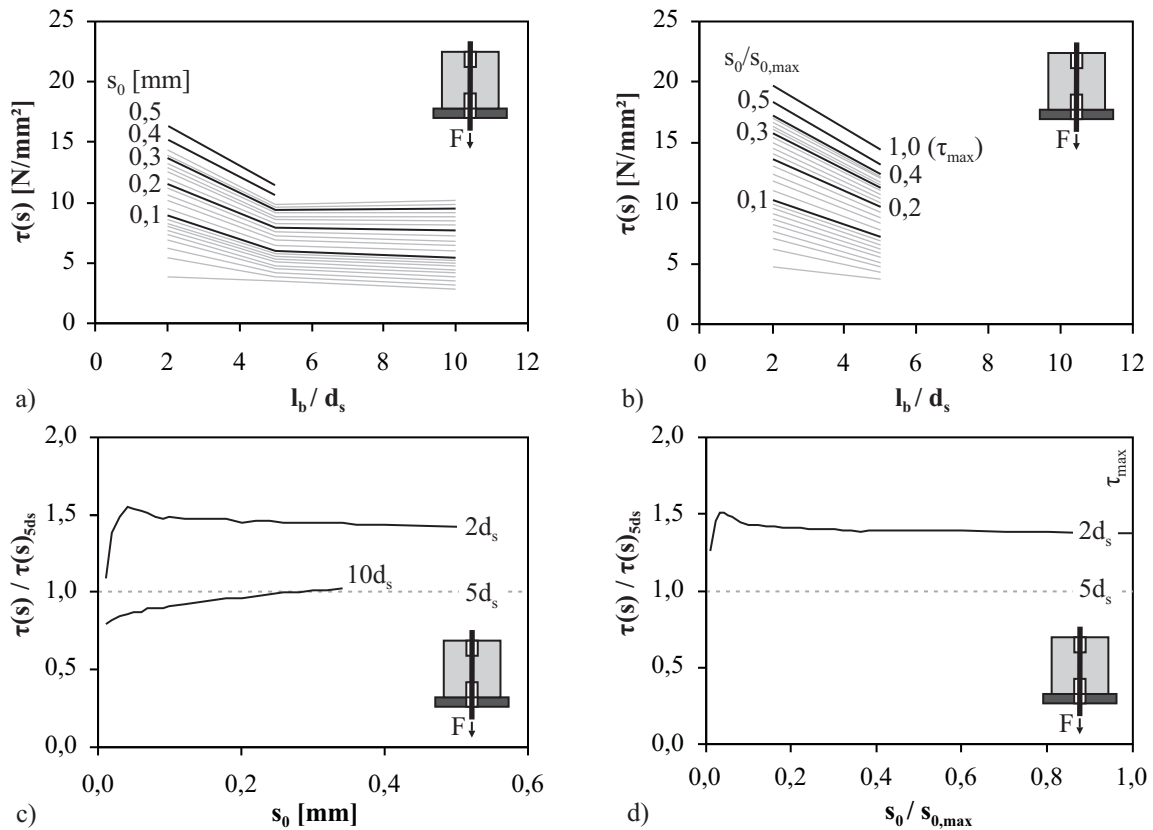


Bild 4.34: Verbundspannung in Abhängigkeit des absoluten und des normierten Schlupfs für die Probekörper ohne Querbewehrung

Verbundlängen in etwa gleich groß sind (siehe Bild 4.31b), ergibt sich für die absolute und die normierte Betrachtungsweise ein Verhältnis von $\tau(s)_{2d_s} / \tau(s)_{5d_s} \sim 1,45$ bzw. 1,4. Die Verbundspannungen bei einer Verbundlänge von $10d_s$ scheinen nicht in einem konstanten Verhältnis unabhängig vom Schlupf zu den Verbundspannungen bei $l_b = 5d_s$ zu stehen. Eine Übertragbarkeit auf die bezogenen Schlupfwerte ist mit den vorliegenden Versuchsergebnissen jedoch nicht möglich.

Bei den *prismenförmigen, querbewehrten Ausziehkörpern* lässt sich zwischen den Verbundspannungen bei bestimmten absoluten Schlupfwerten s_0 und der Verbundlänge kein eindeutiger Trend verzeichnen (Bild 4.35a). Aufgrund der frühzeitig auftretenden Spaltrisse bei diesem Probekörpertyp liegen andere Randbedingungen vor. Diese wirken sich u. a. mit einem etwas geringeren Abfall der maximalen Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge aus (Bild 4.35b). Auch die Verbundspannungen bis zum Erreichen von τ_{max} werden von der Spaltrissbildung maßgeblich beeinflusst. Hinzu kommt außerdem, dass mit größerer Verbundlänge die Spaltrisse bei kleineren Schlupfwerten s_0 eintreten (siehe Abschnitt 4.9.2). Dieser Einfluss bewirkt, dass sich erst bei absoluten Schlupfwerten $s_0 > 0,3$ mm bzw. bei normierten Schlupfwerten $s_0 / s_{0,max} > 0,4$ ein stetig abfallender Verlauf der Verbundspannungen mit zunehmender Verbundlänge einstellt (Bild 4.35a und b).

Daher werden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuche mit $l_b \geq 5d_s$ in der Form modifiziert, dass der ansteigende Ast an die Kurve nach der Spaltrissbildung angepasst wird (Bild 4.36). Somit wird die ursprünglich durch die Querbewehrung und Spaltrissbildung beeinflusste Verbundsteifigkeit für alle Verbundlängen besser vergleichbar. In den modifizierten Kurven hat die Querbewehrung demzufolge nur noch einen Effekt auf die maximale Verbundspannung und den zugehörigen Schlupf. Dieses Vorgehen scheint auch im Hinblick auf reale Bauteile vertretbar, da hier zumeist ein größerer Querbewehrungsabstand als in den Versuchskörpern vorhanden ist und somit auch mit einer geringeren Verbundsteifigkeit gerechnet werden muss.

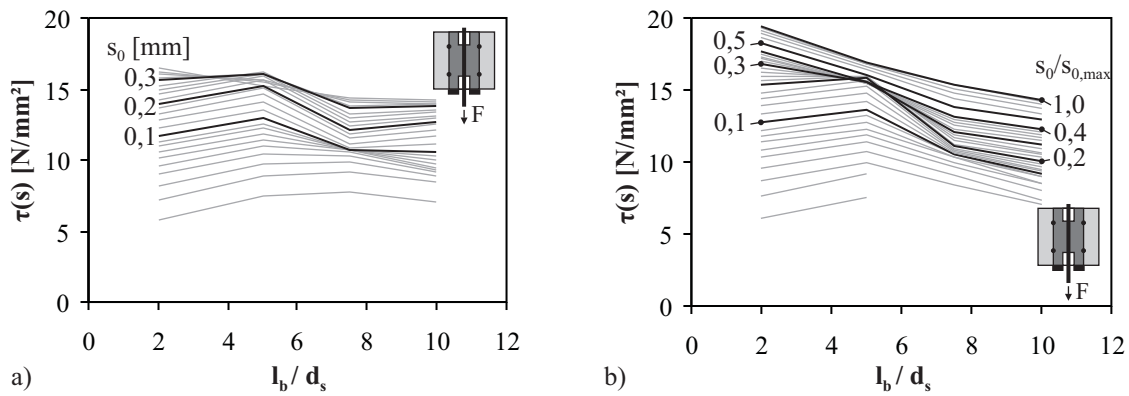


Bild 4.35: Verbundspannung in Abhängigkeit des absoluten und des normierten Schlupfs für die Probekörper mit Querbewehrung

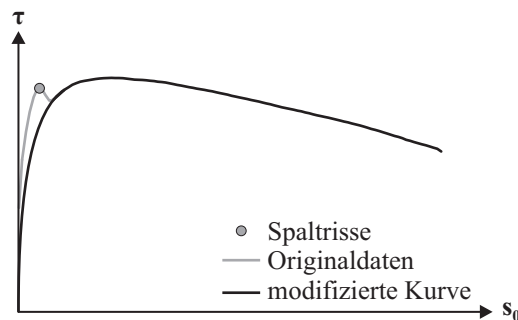


Bild 4.36: Modifizierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Versuche mit Querbewehrung

In Bild 4.37a zeigen die aus den modifizierten Kurven abgelesenen Verbundspannungen für gleiche Schlupfwerte s_0 einen stetig abfallenden Trend bis zu einer Verbundlänge von $7,5d_s$ (Bild 4.37a). Dieser Abfall ist bezüglich des normierten Schlupfs wesentlich stärker ausgeprägt und setzt sich hier bis zu einer Verbundlänge von $10d_s$ fort (Bild 4.37b). In Bild 4.37c und d wird deutlich, dass das Verhältnis zu den Verbundspannungen einer Verbundlänge von $5d_s$ nach einem kurzen Anstieg bis zum Erreichen von τ_{max} vom Schlupf s_0 nahezu unabhängig ist, wie es auch bei den Versuchen ohne Querbewehrung der Fall war.

Die berechneten Verhältnisse der Verbundspannungen gemittelt für alle Schlupfwerte bis $s_{0,max}$ sind in Bild 4.38 dem Verhältnis $\tau_{max}/\tau_{max,5d_s}$ gegenübergestellt. Der Vergleich über die normierten Schlupfwerte $s_0/s_{0,max}$ zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Verbundspannungsverhältnisse für beide Probekörpertypen. Die Betrachtungsweise über absolute Schlupfwerte bringt nur für kurze Verbundlängen $\leq 5d_s$ eine akzeptable Übereinstimmung, da hier die Schlupfwerte $s_{0,max}$ in den Versuchen annähernd gleich groß sind.

Aus der Literatur zur Verfügung stehende Versuchsergebnisse und die eigenen durchgeführten Versuche zum Einfluss der Verbundlänge zeigen, dass die maximale Verbundspannung τ_{max} bei Ausziehversagen mit zunehmender Verbundlänge abnimmt. Bisher war jedoch keine ebensolche Aussage zu den Verbundspannungen bei gleichen Schlupfwerten $s_0 < s_{0,max}$ möglich. Anhand der eigenen Versuche kann gezeigt werden, dass diese Abnahme auch für die Verbundspannungen des ansteigenden Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve in gleichem Maße vorhanden ist, wenn als Vergleichsbasis für die Verbundspannungen nicht der absolute Schlupf s_0 sondern der normierte Schlupf $s^* = s_0/s_{0,max}$ gewählt wird (Bild 4.39). Diese Zusammenhänge gelten zunächst für die in den Versuchen herrschenden Randbedingungen, d. h. für Normalbetone und Rippenstähle mit bezogenen Rippenflächen $\leq 0,093$.

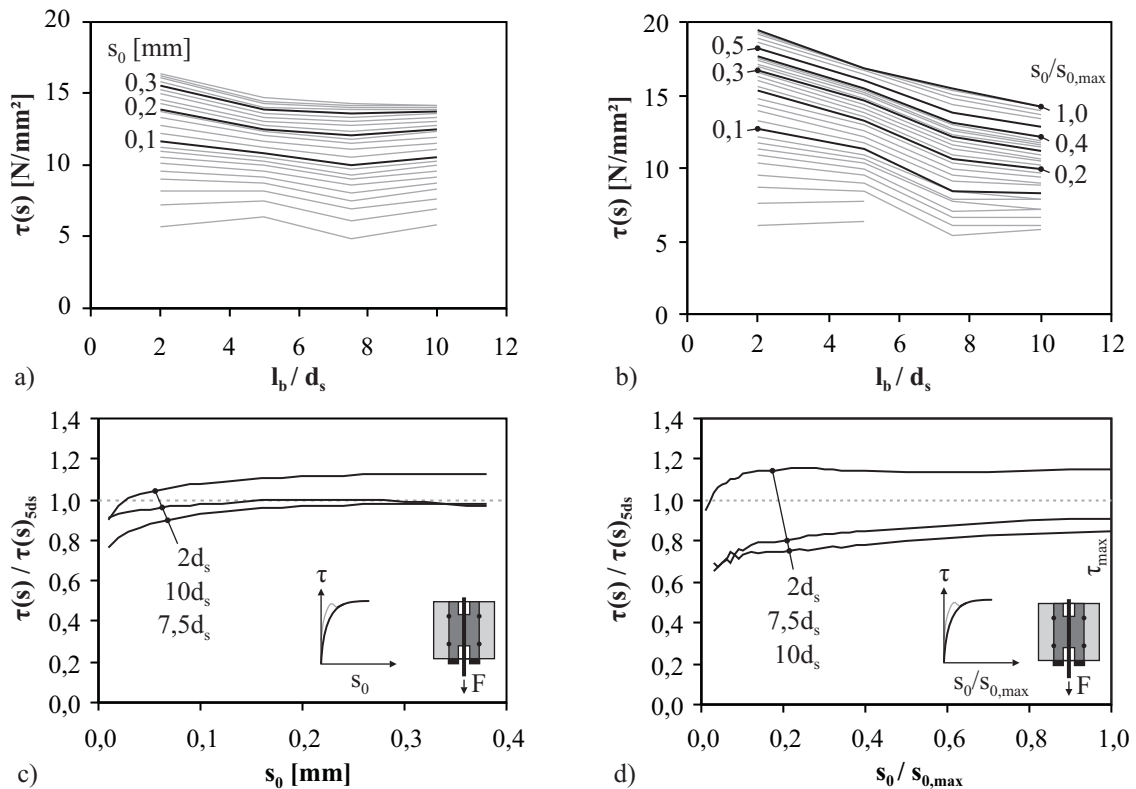
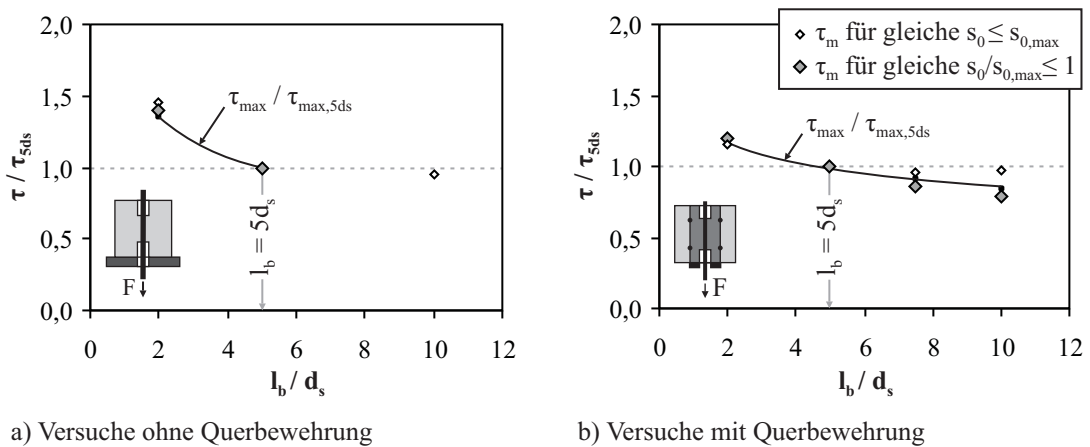


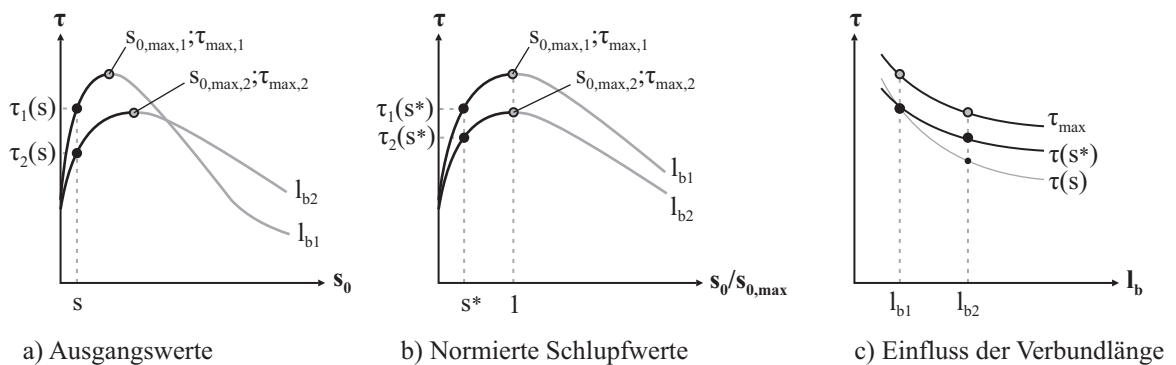
Bild 4.37: Verbundspannung in Abhängigkeit des modifizierten Schlupfs für die Probekörper mit Querbewehrung



a) Versuche ohne Querbewehrung

b) Versuche mit Querbewehrung

Bild 4.38: Vergleich der bezogenen maximalen Verbundspannungen



a) Ausgangswerte

b) Normierte Schlupfwerte

c) Einfluss der Verbundlänge

Bild 4.39: Schema zum Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannungen

5 Verbundmodell für kurze Verbundlängen

5.1 Allgemeine Erläuterungen

Das nachfolgend beschriebene Verbundmodell basiert auf einer kurzen Verbundlänge $\leq 5d_s$ und stellt somit ein lokales Verbundgesetz dar. Grundlage ist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für den Fall des Ausziehversagens, so dass eine ausreichende Umschnürung des Betonstahls durch die Betondeckung bzw. die Querbewehrung gewährleistet ist. Diese Beziehung wird an experimentell im Ausziehversuch ermittelten Daten kalibriert. Auf ein mechanisches Modell wird an dieser Stelle verzichtet, da dies ohne zahlreiche Annahmen, die experimentell nur mit großem Aufwand zu untermauern sind, nicht möglich wäre. Ziel ist es vielmehr, mit den anhand eines einfachen, genormten Ausziehversuchs ermittelten Daten das Verbundverhalten zu beschreiben.

Charakterisiert wird die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch die Verbundspannung τ_{max} , die den maximalen Verbundwiderstand darstellt und den zugehörigen Schlupf $s_{0,max}$, der als Maß für die Steifigkeit des Verbundes angesehen werden kann. Diese beiden Größen hängen von zahlreichen Einflussfaktoren ab (siehe Abschnitt 2.3), von denen die beiden wichtigsten, die Betonfestigkeit und die Stabrippengeometrie, erfasst werden sollen.

Der Spaltbruchwiderstand und somit der Verbundwiderstand bis zum Aufspalten der Betondeckung wird mit dem Modell des dickwandigen Betonzyinders bestimmt. Hier findet der Einfluss einer Querkzugbelastung Eingang in die Berechnungen.

Sind beide Grenzwerte, zum einen für das Ausziehversagen und zum anderen für das Spaltbruchversagen bekannt, können sogenannte Versagensgrenzlinien ermittelt werden. Diese geben die Randbedingungen an, bei denen welche der beiden Verbundversagensarten zu erwarten ist.

5.2 Maximale Verbundspannung τ_{max} und Schlupf $s_{0,max}$ bei Ausziehversagen

5.2.1 Einfluss der Betonfestigkeit

Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{max} und der Betondruckfestigkeit f_c wird häufig die Exponentialfunktion nach Gl. (5.1) gewählt.

$$\tau_{max} = a_1 \cdot f_c^{k_1} \quad \text{mit} \quad k_1 > 0 \quad (5.1)$$

In Abschnitt 2.7 wurden einige der in der Literatur verfügbaren Zusammenhänge für den Fall des Ausziehversagens dargestellt. Die Annahmen reichen von einer linearen Abhängigkeit zwischen τ_{max} und f_c mit $k_1 = 1$ bis zu einer Proportionalität zwischen τ_{max} und der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit mit $k_1 = 1/2$. Je nachdem, welcher Exponent k_1 in Gl. (5.1) gewählt wird, ergeben sich unterschiedliche Koeffizienten a_1 .

Für den zugehörigen Schlupf $s_{0,max}$ konnte in Abschnitt 2.3 und 4.8 bereits aufgezeigt werden, dass dieser mit steigender Betonfestigkeit abnimmt. Es wird daher ein Zusammenhang zur Betondruckfestigkeit gemäß Gl. (5.2) angenommen, wobei der Exponent k_2 hier negativ ist.

$$s_{0,max} = a_2 \cdot f_c^{k_2} \quad \text{mit} \quad k_2 < 0 \quad (5.2)$$

Es wird davon ausgegangen, dass für kurze Verbundlängen die Exponenten k_1 und k_2 unabhängig von der betrachteten Verbundlänge sind, sofern diese nicht variiert. Um die Exponenten k_1 und k_2 für τ_{max} und $s_{0,max}$ zu bestimmen, werden die eigenen Ausziehversuche mit einem Ausziehversagen und die Ringtests herangezogen. Weiterhin werden die Ausziehversuche ohne Querbewehrung von HUANG ET AL. [53], LETTOW [72] und WEISSE [157] sowie die Ausziehversuche mit Querbewehrung von ELIGEHAUSEN ET AL. [37], SOROUSHAN ET AL. [143] und ZHIMING & ZHIMAN [159], die ein Ausziehversagen aufweisen, in den Datensatz aufgenommen. Alle wichtigen Randbedingungen der Versuche sind in Tabelle 5.1 angegeben.

Tabelle 5.1: Datensatz zur Bestimmung von τ_{max} nach Gl. (5.1) und $s_{0,max}$ nach Gl. (5.2)

Quelle	Quer- bew. (*)	Stk.	l_b/d_s	f_{cm} [N/mm ²]	f_R	τ_{max} [N/mm ²]			$s_{0,max}$ [mm]		
						a_1	k_1	a_1 für $k_1 = 1/2$	a_2	k_2	a_2 für $k_2 = -1/3$
[37]	×	4	5	30 - 55	0,066	3,13	0,44	2,47	2,66	-0,14	5,29
[53]		8	2,5	27 - 102	0,056	0,46	1,01	4,33	1,20	-0,08	3,05
		8	2,5	27 - 102	0,127				2,78	-0,42	2,04
[72]		2	3	21 - 40	0,07	1,81	0,59	2,45	10,52	-0,60	4,40
		2	3	21 - 40	0,08				2,59	-0,27	3,23
		1	3	21	0,06						
[143]	×	8	5	24 - 54	0,09	1,38	0,67	2,59	0,08	0,75	3,49
[157]		3	1,5	62 - 147		0,13	1,25	4,91	43,58	-0,99	2,27
[159]	×	9	5	25 - 94	0,078	0,96	0,79	3,30	0,51	-0,01	1,75
	×	9	5	25 - 94	0,078				2,00	-0,20	3,34
Eigene Versuche											
AZK		49	2	23 - 54	0,093	5,66	0,34	3,17	4,91	-0,35	4,77
		33	2		0,088				5,99	-0,32	6,42
		5	2	40	0,074				-	-	-
RT	×	16	3	23 - 54	0,093	5,22	0,29	2,39	5,80	-0,46	3,87
	×	8	2,4		0,088	3,05	0,42	2,29	47,29	-1,04	3,95
Σ		165		gew. Mittelwert		3,99	0,50	3,14	7,49	-0,36	4,43

(*) vermutlich mit Spaltrissen

Die verwendeten Daten sind in Bild 5.1 dargestellt. Für τ_{max} ist deutlich der steigende und für $s_{0,max}$ der abfallende Verlauf mit zunehmender Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} zu erkennen. Für jede Literaturquelle werden zur Bestimmung von τ_{max} die Versuche mit gleicher Verbundlänge zusammengefasst, da der Einfluss von f_R vernachlässigt werden kann, vgl. Abschnitt 2.3.2. Für den Schlupf $s_{0,max}$ werden die Versuche gleicher Verbundlänge und gleicher bezogener Rippenfläche f_R gruppiert. Basierend auf der Anzahl der zugrunde liegenden Versuche in den einzelnen Gruppen wird anschließend für a und k ein gewichteter Mittelwert

berechnet. Ist die Anzahl der Einzelversuche hinter einem Versuchsergebnis aus der Literatur nicht bekannt, wird dieses nur einfach gewichtet. Die Ergebnisse der Datenanalyse sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt.

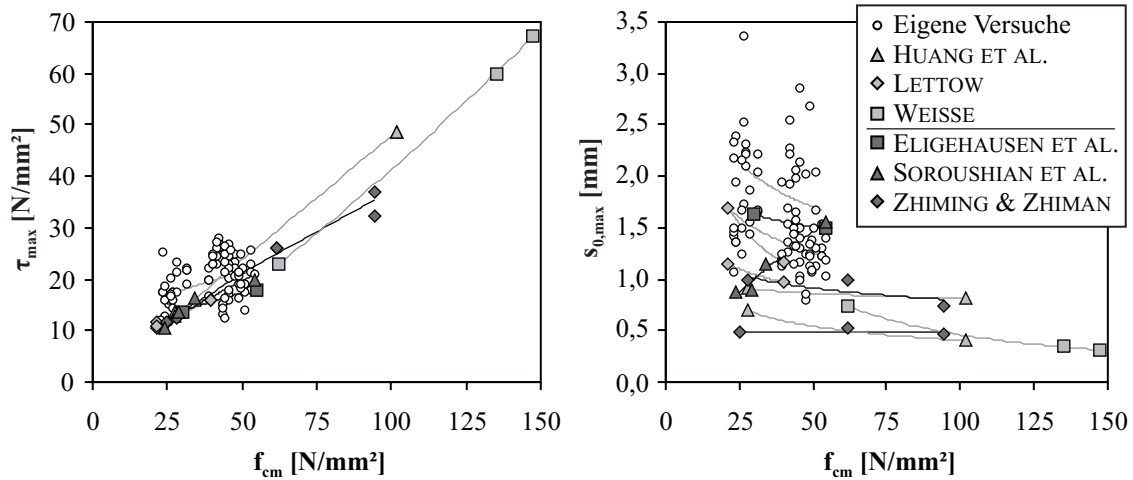


Bild 5.1: Datensatz zum Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm} (Daten entnommen aus HUANG ET AL. [53], LETTOW [72] und WEISSE [157] sowie ELIGEHAUSEN ET AL. [37], SOROUSHIAN ET AL. [143] und ZHIMING & ZHIMAN [159] und eigene Versuchsergebnisse)

Insgesamt liegen der Auswertung 165 Einzelwerte zugrunde. Für die maximale Verbundspannung τ_{max} nach Gl. (5.1) ergibt sich im Mittel ein Exponent $k_1 = 1/2$. Wird der Exponent bei der Datenanalyse konstant gehalten, sind die Datensätze untereinander besser vergleichbar und es ergeben sich die Koeffizienten a_1 entsprechend Tabelle 5.1.

Die Koeffizienten a_1 für die Verbundspannung τ_{max} können jedoch aufgrund der unterschiedlichen Versuchskörperausbildung nicht ohne weiteres miteinander verglichen werden. Im herkömmlichen Ausziehversuch *mit* Querbewehrung entstehen Spaltrisse bzw. Längsrisse je nach Größe der Betondeckung bei einer gewissen Verbundbeanspruchung, in den meisten Fällen vermutlich vor dem Erreichen des Verbundspannungsmaximums. Wann in den Ausziehversuchen mit Querbewehrung die Spaltrisse genau eintraten, ist nicht bekannt. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass die Abminderung der maximalen Verbundtragfähigkeit geringer ausfällt als bei voreingestellten Längsrissen (vgl. Abschnitt 2.4.3).

Eine wesentliche Rolle bei der Bestimmung des maximalen Verbundwiderstandes bei Ausziehversagen spielt weiterhin die im Versuch vorhandene Verbundlänge. Je größer die Verbundlänge ist, desto kleiner wird die mittlere maximale Verbundspannung entlang der Verbundlänge. Im Datensatz werden aus diesem Grund nur Versuche mit kurzen Verbundlängen $\leq 5d_s$ betrachtet, doch es ist nicht auszuschließen, dass sich auch diese vergleichsweise geringen Unterschiede schon in der Höhe der maximalen Verbundspannung bemerkbar machen (siehe Abschnitt 2.2.5).

Die Versuche von ELIGEHAUSEN ET AL. [37], SOROUSHIAN ET AL. [143] und ZHIMING & ZHIMAN [159] wurden alle mit einer Verbundlänge von $5d_s$ und Querbewehrung ausgeführt und sind daher bezüglich der Verbundspannung τ_{max} direkt miteinander vergleichbar. Diese ergibt sich zu

$$\tau_{max} = 3,0 \cdot f_{cm}^{1/2} \quad (5.3)$$

Bei den Versuchen ohne Querbewehrung liegen kürzere Verbundlängen von $1,5d_s$ bis $3d_s$ dem Datensatz zugrunde. Hier ergibt sich die maximale Verbundspannung zu

$$\tau_{max} = 3,4 \cdot f_{cm}^{1/2} \quad (5.4)$$

Ob die um ca. 10 % höhere Verbundspannung in der kürzeren Verbundlänge und/oder den nicht vorhandenen Spaltrissen begründet ist, kann abschließend nicht geklärt werden.

Für die eigenen Ausziehversuche mit einer Verbundlänge von $2d_s$ kann τ_{max} mittels Gl. (5.5) bestimmt werden.

$$\tau_{max} = 3,2 \cdot f_{cm}^{1/2} \quad (5.5)$$

Dass sich für die eigenen Ringtests um ca. 25 % geringere Werte für τ_{max} ergeben, ist vermutlich ebenfalls in der größeren Verbundlänge und den vorhandenen Spaltrissen begründet.

Für den zugehörigen Schlupf $s_{0,max}$ gestaltet sich die Datenanalyse wesentlich schwieriger, da dieser zusätzlich von der bezogenen Rippenfläche f_R abhängt. Somit sind die Versuchsergebnisse der einzelnen Datenquellen nicht direkt miteinander vergleichbar. Wie in Bild 5.2a zu erkennen ist, kann nicht unbedingt von einer Unabhängigkeit des Exponenten k_2 aus Gl. (5.2) von der bezogenen Rippenfläche ausgegangen werden. Es sind jedoch keine Versuche bekannt, bei denen für verschiedene Betonfestigkeitsklassen der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf den Schlupf $s_{0,max}$ bei einem Ausziehversagen systematisch untersucht wurde, um diese Vermutung zu untermauern. Über den Einfluss der Verbundlänge können ebenfalls keine verlässlichen Aussagen abgeleitet werden (Bild 5.2b).

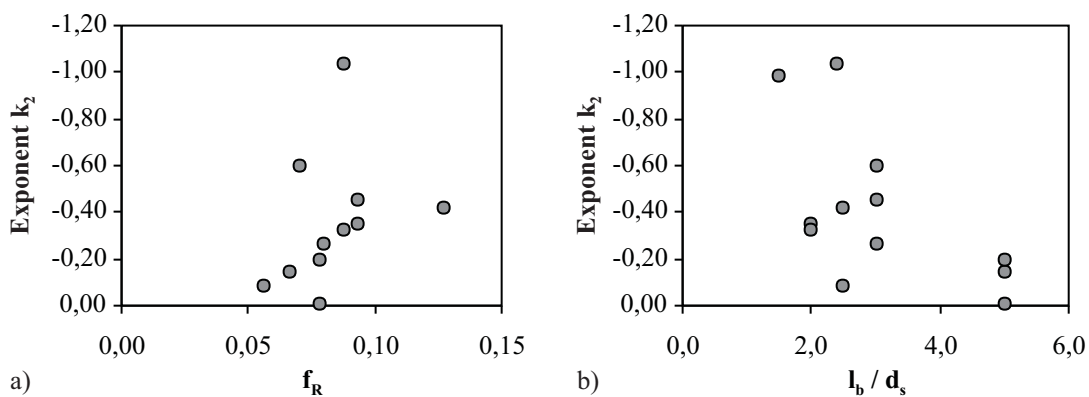


Bild 5.2: Abhängigkeit des Exponenten k_2 aus Gl. (5.2) von der bezogenen Rippenfläche und der Verbundlänge

Somit kann lediglich festgehalten werden, dass der Schlupf $s_{0,max}$ mit steigender Betonfestigkeit abnimmt und dieser abfallende Trend im Mittel über den Exponenten $k_2 \approx -1/3$ erfasst werden kann (siehe Tabelle 5.1).

$$s_{0,max} = a \cdot f_{cm}^{-1/3} \quad (5.6)$$

Für Normalbetone mit einer Druckfestigkeit f_{cm} von 20 N/mm² bis 60 N/mm² ergibt sich mit dieser Annahme eine Verringerung des Schlupfs um 30 % und für hochfeste Betone mit f_{cm} bis 100 N/mm² eine Abnahme um ca. 40 %.

5.2.2 Einfluss der Rippengeometrie

Bei Rippenstählen wird die Rippengeometrie neben Rippenabständen, -höhen und -breiten über den Wert der bezogenen Rippenfläche f_R spezifiziert. Normativ sind in Deutschland für f_R nur Mindestwerte angegeben. REHM ET AL. [112] empfahlen f_R -Werte von 0,05 bis 0,10 für einen optimalen, d. h. nicht zu weichen und nicht zu steifen, Verbund.

Da in den verschiedenen Daten der Literatur die Rippengeometrie meist nur über den f_R -Wert angegeben wird, dient er als Grundlage für die nachfolgenden Betrachtungen. Neben den eigenen Ausziehversu-

chen werden folgende Versuchsergebnisse in die Datenauswertung einbezogen: ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], KIMURA & JIRSA [61], LETTOW [72], SOROUSHIAN & CHOI [142] und TEPFERS & OLSSON [148]. Die eigenen Ringtests eignen sich für diese Auswertung nicht, da sich mit einer Veränderung des f_R -Wertes, d. h. des Stabdurchmessers, unterschiedliche bezogene Verbundlängen l_b/d_s ergeben. Eine Übersicht der wichtigsten Parameter des verwendeten Datensatzes enthält Tabelle 5.2.

Tabelle 5.2: Datensatz zur Bestimmung von $s_{0,max}$ nach Gl. (5.8)

Quelle	Quer- bew.(*)	Stk	l_b/d_s	f_{cm}	f_R	$s_{0,max}$ [mm]		
				[N/mm ²]	a_3	k_3	a_3 für $k_3 = -3/4$	
[37]	×	8	5	30	0,066 - 0,16	0,24	-0,70	0,21
[53]		8	2,5	27	0,056 - 0,127	0,36	-0,32	0,11
		8	2,5	102	0,056 - 0,127	0,07	-0,86	0,09
[61]	×	11	4,2	120	0,058 - 0,215	0,06	-0,76	0,07
[72]		3	3	21	0,06 - 0,08	(**)		
		2	3	40	0,07 - 0,08	(**)		
[142]	×	6	5	30	0,06 - 0,09	(**)		
[148]	×	10	3	30	0,021 - 0,337	0,14	-0,92	0,24
Eigene Versuche								
AZK		59	2	46	0,074 - 0,093	(**)		
		28	2	26	0,088 - 0,093	(**)		
Σ		45		gew. Mittelwert		0,17	-0,72	0,14

(*) vermutlich mit Spaltrissen

(**) geprüfter f_R - Bereich zu klein, daher keine Berücksichtigung bei der Datenauswertung

Für die Datenanalyse werden je verfügbarer Quelle die Versuchsergebnisse gleicher Verbundlänge und Betonfestigkeit zusammengefasst. Es ergibt sich der in Bild 5.3 dargestellte Datensatz. Die eigenen Versuchsdaten machen die große Streuung der Schlupfwerte deutlich. Es wird weiterhin ersichtlich, dass bei den Versuchen von LETTOW [72], SOROUSHIAN & CHOI [142] und den eigenen Ausziehversuchen nur ein sehr kleiner Bereich von $\Delta f_R < 0,05$ geprüft wurde. Ein zuverlässiger Rückschluss auf den gesamten f_R - Bereich ist mittels dieser Ergebnisse daher nicht möglich, weshalb sie aus der weiteren Betrachtung ausgeschlossen werden.

In Abschnitt 2.3.2 wurde bereits gezeigt, dass sich der f_R - Wert auf die maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen nicht signifikant auswirkt. Basierend auf dem verwendeten Datensatz kann somit für Rippenstähle, die bezüglich der bezogenen Rippenfläche die Mindestanforderungen nach DIN 488-2 [23] erfüllen, davon ausgegangen werden, dass bei sonstigen gleich bleibenden Randbedingungen gilt

$$\tau_{max}(f_R) = \text{konstant} \quad (5.7)$$

Die Schlupfwerte $s_{0,max}$ hingegen werden mit steigendem f_R kleiner. Zur Beschreibung dieser Beziehung wird ebenfalls eine Potenzfunktion gemäß Gl. (5.8) gewählt, wobei der Exponent k_3 negativ ist. Die für die

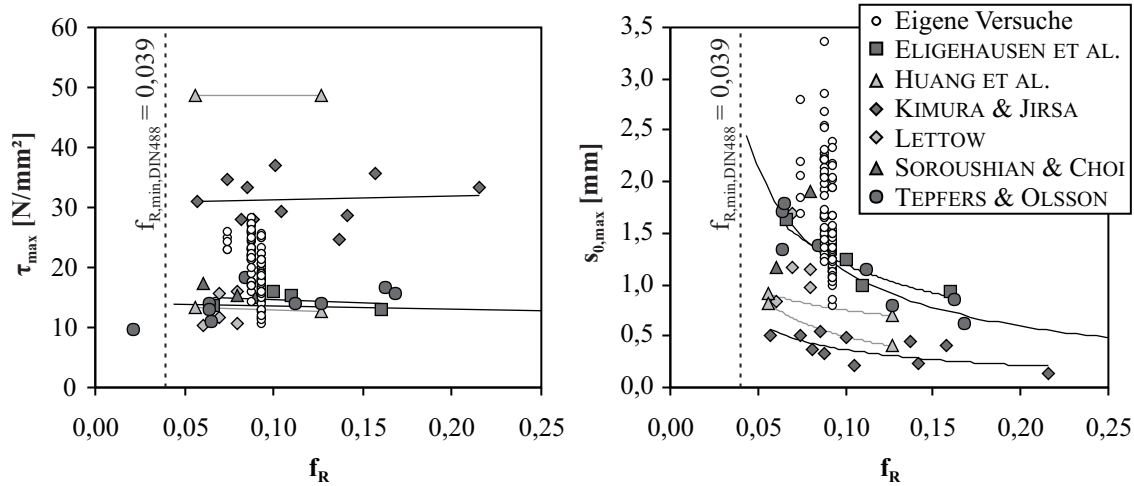


Bild 5.3: Datensatz zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R (Daten entnommen aus ELIGEHAUSEN ET AL. [37], HUANG ET AL. [53], KIMURA & JIRSA [61], LETTOW [72], SOROUSHIAN & CHOI [142] und TEPFERS & OLSSON [148] und eigene Versuchsergebnisse)

einzelnen Datenquellen bestimmten Koeffizienten a_3 und Exponenten k_3 sowie deren gewichteter Mittelwert nach der Anzahl der zugrunde liegenden Einzelwerte sind ebenfalls in Tabelle 5.2 angegeben.

$$s_{0,max} = a_3 \cdot f_R^{k_3} \quad \text{mit} \quad k_3 < 0 \quad (5.8)$$

Anhand der zugrunde liegenden Daten kann kein signifikanter Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm} und der bezogenen Verbundlänge l_b/d_s auf den Exponenten k_3 abgeleitet werden. Dieser ergibt sich somit im Mittel zu $k_3 \approx -3/4$. Somit wird der Schlupf $s_{0,max}$ wesentlich stärker von der Rippengeometrie als von der Betonfestigkeit beeinflusst. In dem von REHM ET AL. [112] empfohlenen f_R -Bereich von 0,05 bis 0,10 ergibt sich schon eine Verringerung des Schlupfs von ca. 40 %.

Um die absolute Größe des Schlupfs $s_{0,max}$ zu bestimmen, werden die Koeffizienten a_3 analysiert. Diese sind in Tabelle 5.2 für den konstanten Wert $k = -3/4$ ebenfalls angegeben. Ein Einfluss der Verbundlänge ist nicht zu erkennen (Bild 5.4a). Mit steigender Betondruckfestigkeit nimmt a_3 jedoch erwartungsgemäß ab (Bild 5.4b). Wird für die Abnahme der ermittelte Exponent gemäß Gl. (5.6) zu $-1/3$ gewählt, kann der Schlupf $s_{0,max}$ in Abhängigkeit der beiden Größen f_R und f_{cm} ausgedrückt werden. Die Gleichung (5.9) gilt jedoch nur für die geprüften kurzen Verbundlängen von $2,5d_s$ bis $5d_s$.

$$s_{0,max} = \left(0,54 \cdot f_{cm}^{-1/3}\right) \cdot f_R^{-3/4} \quad (5.9)$$

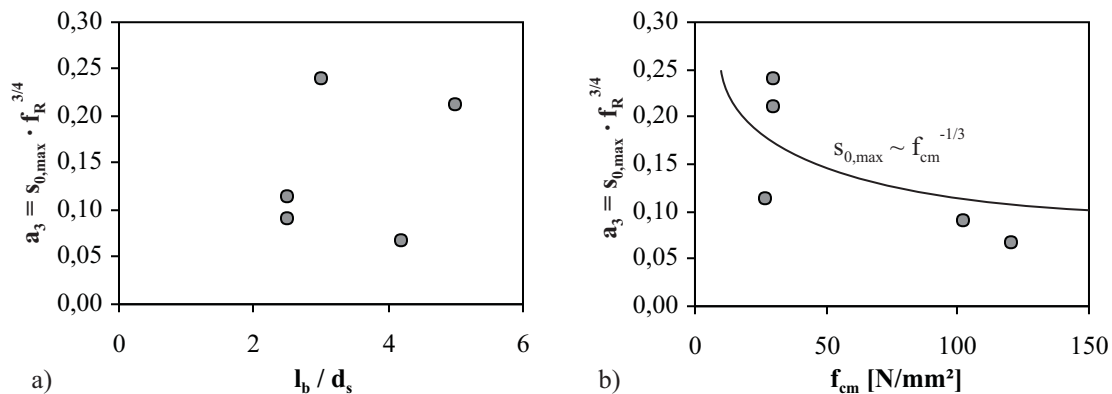


Bild 5.4: Einfluss der Verbundlänge und der Betondruckfestigkeit auf den Koeffizienten a_3 in Gl. (5.8) für $k_3 = -3/4$

5.3 Verbundspannungs - Schlupf - Beziehung

Nachdem die maximale Verbundspannung τ_{max} und der zugehörige Schlupf $s_{0,max}$ für ein Ausziehversagen in Abhängigkeit der beiden Einflussfaktoren f_c und f_R ermittelt wurden, ist weiterhin der Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Bedeutung. Als Grundlage werden gute Verbundbedingungen und eine ausreichende Umschnürung vorausgesetzt, um den charakteristischen Verlauf für den Verbundversagensfall des Stabauszugs abzubilden. Ausgehend vom maximalen Verbundwiderstand kann basierend auf den Erkenntnissen in Abschnitt 5.2 zunächst davon ausgegangen werden, dass sich das Maximum der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Fall einer geringeren Betondruckfestigkeit f_c in Richtung kleinerer τ -Werte und größerer s_0 -Werte verschiebt (Bild 5.5a). Verringert sich dagegen die bezogene Rippenfläche f_R , findet eine Verschiebung des Maximums nur in Richtung größerer s_0 -Werte statt (Bild 5.5b). Jegliche Verschiebung des Maximums hat dabei auch eine Anstiegsänderung im Bereich $s_0 \leq s_{0,max}$ zur Folge.

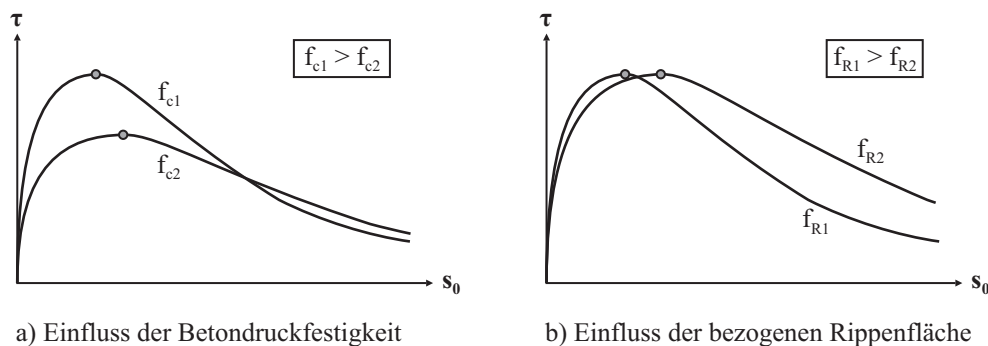


Bild 5.5: Verschiebung des Maximums in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und der bezogenen Rippenfläche

Zur Beschreibung der experimentell gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen wird der Ansatz nach ELIGEHAUSEN ET AL. [37] bzw. MODEL CODE 2010 [39] gemäß Gl. (2.52) in leicht modifizierter Form verwendet. Dieser bietet die Möglichkeit, die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der maximalen Verbundspannung τ_{max} anzugeben, welche wiederum für bestimmte Einflussfaktoren, wie z. B. die Betonfestigkeit oder Rippengeometrie, separat bestimmt werden kann. Der beispielsweise von IDDA [54] gewählte Ansatz nach Gl. (2.27) bildet zwar im Allgemeinen die Versuchskurven besser ab, die Funktionsparameter müssen jedoch für jede ausgewählte Parameterkonfiguration neu bestimmt werden, da sie voneinander abhängig sind.

Im MODEL CODE 2010 [39] wird als Einflussfaktor die Betondruckfestigkeit berücksichtigt, welche sich wiederum nur auf die maximale Verbundspannung τ_{max} auswirkt. Die Schlupfwerte s_1 , s_2 und s_3 werden für alle anderen Einflüsse, außer die Verbundbedingungen und den Versagensmodus, konstant angenommen. ELIGEHAUSEN ET AL. [37] merkten jedoch bereits an, dass die Schlupfwerte im Verbundmodell bei höheren Betonfestigkeiten verringert werden sollten. Die dem Verbundmodell zugrunde liegende Betonfestigkeit von 30 N/mm^2 und die bezogene Rippenfläche von $f_R = 0,066$ stellen beide untere Grenzwerte dar. Weiterhin gilt dieses Verbundmodell genau genommen auch nur für die zugrunde liegende Verbundlänge von $5d_s$.

Um den Funktionsverlauf $\tau(s)$ von allen Einflussfaktoren, wie z. B. der Stabgeometrie, der Betonfestigkeit und der Verbundlänge, unabhängig zu gestalten, werden die Verbundspannungen τ auf die maximale Verbundspannung τ_{max} und die Schlupfwerte s_0 auf den dazugehörigen Schlupf $s_{0,max}$ bezogen. Es ergibt sich die in Bild 5.6 dargestellte normierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung $\tau^*(s^*)$ gemäß Gl. (5.10), welche nur noch von den beiden Parametern τ_{max} und $s_{0,max}$ abhängt, da es sich bei den Funktionsparametern s_1 , s_2 und s_3 ebenfalls um normierte Schlupfwerte handelt. Somit eröffnet sich die Möglichkeit, τ_{max} und

$s_{0,max}$ in Abhängigkeit der jeweiligen Einflussfaktoren mit den in Abschnitt 5.2 angegebenen Gleichungen separat zu bestimmen.

$$\tau^*(s_0^*) = \begin{cases} 1,0 \cdot \left(\frac{s_0^*}{s_1}\right)^\alpha, & s_0^* \leq s_1 \\ 1,0, & s_1 < s_0^* \leq s_2 \\ 1,0 - (1,0 - \tau_f^*) \cdot \left(\frac{s_0^* - s_2}{s_3 - s_2}\right), & s_2 < s_0^* \leq s_3 \\ \tau_f^*, & s_3 < s_0^* \end{cases} \quad (5.10)$$

mit $s_0^* = \frac{s_0}{s_{0,max}}$ und $\tau^* = \frac{\tau}{\tau_{max}}$

Es ist nun zu prüfen, ob der Verlauf der bezogenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung $\tau^*(s_0^*)$ gemäß Gl. (5.10) von den Einflussfaktoren des Verbundes unabhängig ist. Da dieser von den Parametern α , s_1 , s_2 , s_3 und τ_f^* bestimmt wird, ist deren Abhängigkeit von den maßgeblichen Einflussgrößen zu ermitteln. Für die Auswertung werden Ausziehversuche mit einer ausreichenden Umschnürung und einer kurzen Verbundlänge $\leq 5d_s$ herangezogen, bei denen die gesamte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dokumentiert wurde. Dies umfasst im einzelnen die Ausziehversuche ohne Querbewehrung von HUANG ET AL. [53], LETTOW [72], WEISSE [157] und die eigenen würfelförmigen Ausziehversuche. Weiterhin werden die Ausziehversuche mit Querbewehrung von ELIGEHAUSEN ET AL. [37], SOLOMOS & BERRA [138], SOROUSHIAN & CHOI [142] und SOROUSHIAN ET AL. [143] verwendet.

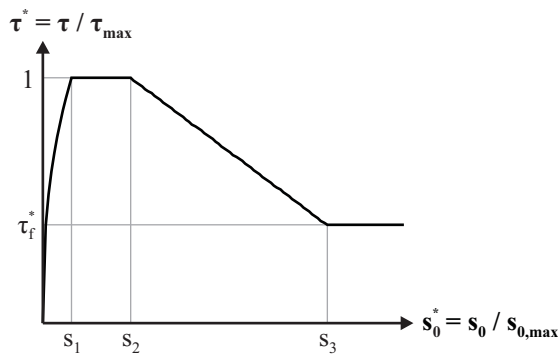


Bild 5.6: Verbundmodell zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Für jede Datenquelle werden aus den experimentellen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven die bezogenen $\tau^*(s_0^*)$ -Kurven und die dazugehörigen Parameter s_1 , s_2 , s_3 und α bestimmt. Der Reibverbundwiderstand τ_f ergibt sich im Mittel zu $\tau_f = 0,3 \cdot \tau_{max}$ und wird aus Gründen einer besseren Vergleichbarkeit konstant zu $\tau_f^* = 0,3$ gewählt. Somit wird der Anstieg des abfallenden Astes für die normierten Schlupfwerte $s_0^* > s_2$ nur noch über den normierten Schlupf s_3 bestimmt.

In Bild 5.7 sind die Funktionsparameter der Gl. (5.10) über die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} aufgetragen. Die geprüften Festigkeiten reichen bis 94 N/mm^2 bzw. 147 N/mm^2 . Die meisten Versuchswerte des Datensatzes befinden sich jedoch in einem Festigkeitsbereich bis 50 N/mm^2 . Lediglich für den normierten Schlupf s_3 der Versuche ohne Querbewehrung lässt sich ein signifikanter Einfluss feststellen. Dieser nimmt mit steigender Betonfestigkeit zu, was einen flacheren abfallenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zur Folge hat. Dies bedeutet, dass bei gleichem Schlupf $s_0 > s_2$ für höhere Betonfestigkeiten ein größerer Verbundwiderstand vorhanden ist, was plausibel erscheint. Bei den Versuchen mit Querbewehrung ist dieser Effekt nicht vorhanden, da hier nach dem Überschreiten des Verbundspannungsmaximums bereits Spaltrisse vorhanden sind, die vermutlich einen größeren Einfluss auf den Verbundwiderstand haben als die Betonfestigkeit. Generell haben die Versuche mit Querbewehrung nach dem Erreichen von τ_{max} im Mittel einen höheren Verbundwiderstand, d. h. die $\tau^*(s_0^*)$ -Kurve weist einen flacheren abfallenden Ast als bei den

Versuchen ohne Querbewehrung auf. Alle anderen Funktionsparameter können unter Berücksichtigung der Streubreite der Einzelwerte näherungsweise als von der Betonfestigkeit unabhängig angenommen werden.

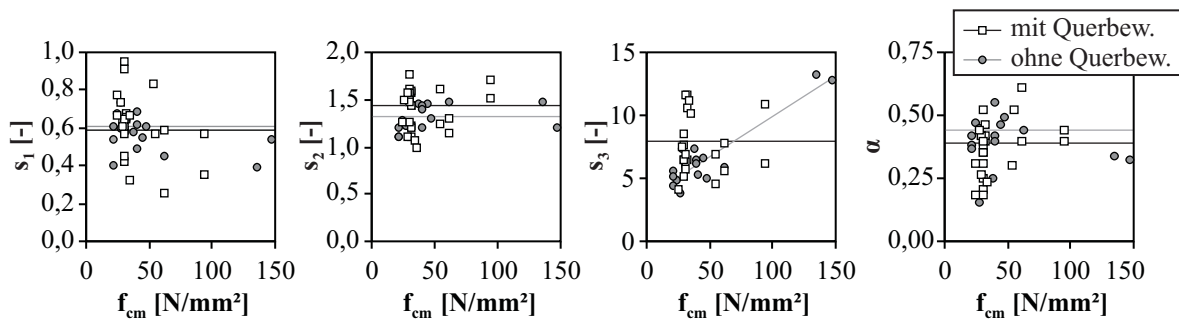


Bild 5.7: Parameter der Gl. (5.10) in Abhängigkeit von f_{cm}

Weiterhin sind die Funktionsparameter der Gl. (5.10) in Bild 5.8 in Abhängigkeit der bezogenen Rippenfläche f_R dargestellt. Der verwendete Datensatz umfasst hauptsächlich einen f_R -Bereich von 0,05 bis 0,10, was Rückschlüsse auf kleinere bzw. größere f_R -Werte erschwert. Die geprüften f_R -Werte spiegeln jedoch durchaus übliche Werte für die in Deutschland verwendeten Rippenstähle wider. Der Exponent α steigt bei den Versuchen ohne Querbewehrung zwar mit zunehmendem f_R an, dieser Trend ist jedoch unter Berücksichtigung der generellen Streubreite und des kleinen f_R -Bereichs vernachlässigbar. Für die geprüften f_R -Werte ist ebenfalls kein signifikanter Einfluss auf die anderen Funktionsparameter erkennbar. Es bestehen lediglich gewisse Unterschiede in den Mittelwerten zwischen den Versuchen mit und ohne Querbewehrung. So ergibt sich z. B. bei einer vorhandenen Querbewehrung ein deutlicher höherer Wert für s_3 , was sich in einem weniger starken Abfall der Verbundspannungen und damit einem höheren Verbundwiderstand nach dem Erreichen von τ_{max} widerspiegelt.

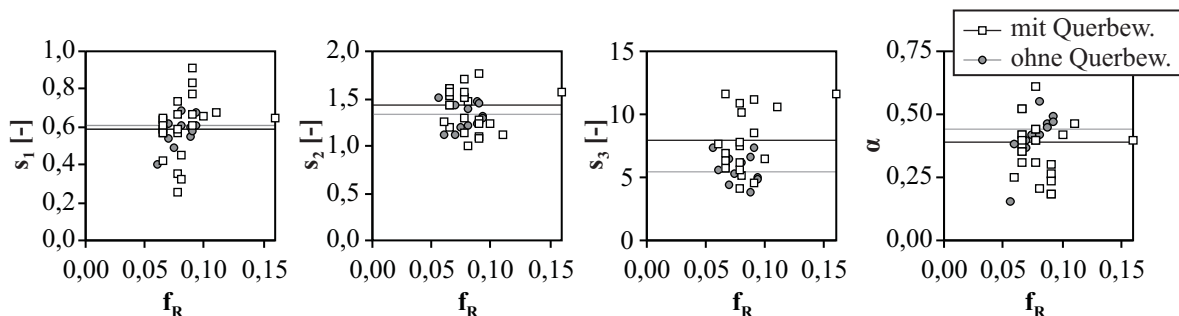


Bild 5.8: Parameter der Gl. (5.10) in Abhängigkeit von f_R

Der Einfluss der Verbundlänge kann nur für die Versuche ohne Querbewehrung überprüft werden, da bei den Versuchen mit Querbewehrung stets eine Verbundlänge von $5d_s$ vorhanden war. Auch hier kann außer einer gewissen Streuung der einzelnen Parameter kein Unterschied zwischen den geprüften kurzen Verbundlängen festgestellt werden. Somit können die Funktionsparameter der bezogenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Verbundlängen bis $5d_s$ ebenfalls als konstant angenommen werden (Bild 5.9).

Für gute Verbundbedingungen und eine ausreichende Umschnürung durch die Betondeckung oder Querbewehrung ergeben sich aus der Datenanalyse im Mittel die Funktionsparameter entsprechend Tabelle 5.3. Bei der Mittelwertberechnung wird ebenfalls die Anzahl der zugrunde liegenden Einzelversuche der Datenquellen berücksichtigt.

Die bezogenen τ^* - s_0^* - Kurven der Versuche mit Querbewehrung haben eine um ca. 10 % höhere Anfangssteifigkeit, ausgedrückt über den kleineren Exponenten α und ein geringfügig längeres Plateau, ausgedrückt über den Schlupf s_2 . Weiterhin ergeben sich Unterschiede im Bereich des abfallenden Astes ($s_0^* > s_2$), die bereits erläutert wurden.

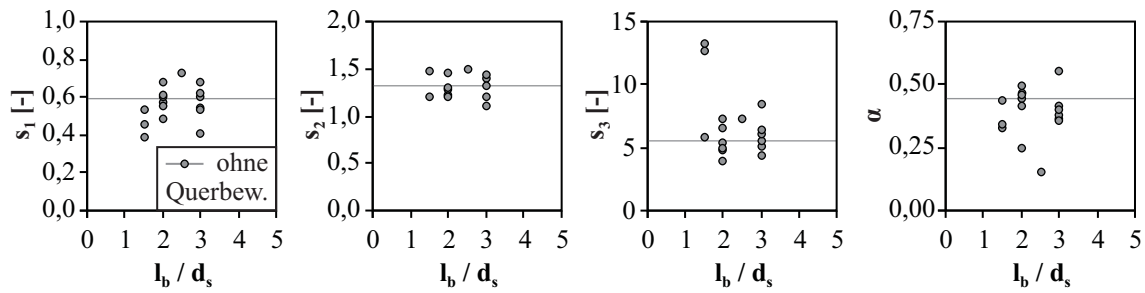


Bild 5.9: Parameter der Gl. (5.10) in Abhängigkeit der bezogenen Verbundlänge l_b/d_s

Um eine absolute Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu erhalten, müssen die normierten Werte τ^* mit der maximalen Verbundspannung τ_{max} , welche sich nach den Gl. (5.3) bis Gl. (5.5) ergibt, multipliziert werden. Die absoluten Schlupfwerte ergeben sich analog durch die Multiplikation $s_0 = s_0^* \cdot s_{0,max}$ mit $s_{0,max}$ nach Gl. (5.9).

Tabelle 5.3: Funktionsparameter der Gl. (5.10)

		ohne Querbewehrung	mit Querbewehrung
Parameter	s_1	0,6	0,6
	s_2	1,3	1,4
	s_3	$3,2 + 0,06 \cdot f_{cm}$	8,0
	α	0,44	0,40
	τ_{max}^*	1,0	1,0
	τ_f^*	0,3	0,3
Gültigkeit	f_{cm} [N/mm ²]	21...147	24...94
	f_R	0,056...0,093	0,06...0,16
	d_s [mm]	6...25	12...32
	l_b/d_s	1,5...5,0	5,0
	Einzelversuche	112	69

Der ebenfalls in Tabelle 5.3 aufgeführte Gültigkeitsbereich für die ermittelten Funktionsparameter macht deutlich, dass das vorgestellte Verbundmodell für Verbundlängen $\leq 5d_s$ uneingeschränkt auf die nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] zugelassenen Betone und die nach DIN 488-2 [23] zugelassenen Betonstähle anwendbar ist.

5.4 Spaltbruchwiderstand infolge einer Querkzugbelastung im Ausziehversuch

5.4.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der eigenen Ausziehversuche (Abschnitt 4.5) und aus der Literatur (Abschnitt 2.4) zeigen, dass mit steigender Querkzugbelastung der Spaltbruchwiderstand der Betondeckung sinkt. Ist keine ausreichend große Betondeckung vorhanden, kommt es durch die Verbundbeanspruchung des Betonstahls zum Aufspalten der Betondeckung, was durch den Querkzug zusätzlich begünstigt wird. Die längs des Stabes gerichteten Spaltrisse verursachen einen plötzlichen Abfall des Verbundwiderstandes. Sofern keine Querbewehrung vorhanden ist, tritt ein schlagartiges Verbundversagen auf. Liegen Querbewehrungsstäbe vor, die die Spaltrisse kreuzen, ist nach MODEL CODE 2010 [39] noch mit einem Restverbundwiderstand zu rechnen (Bild 5.10).

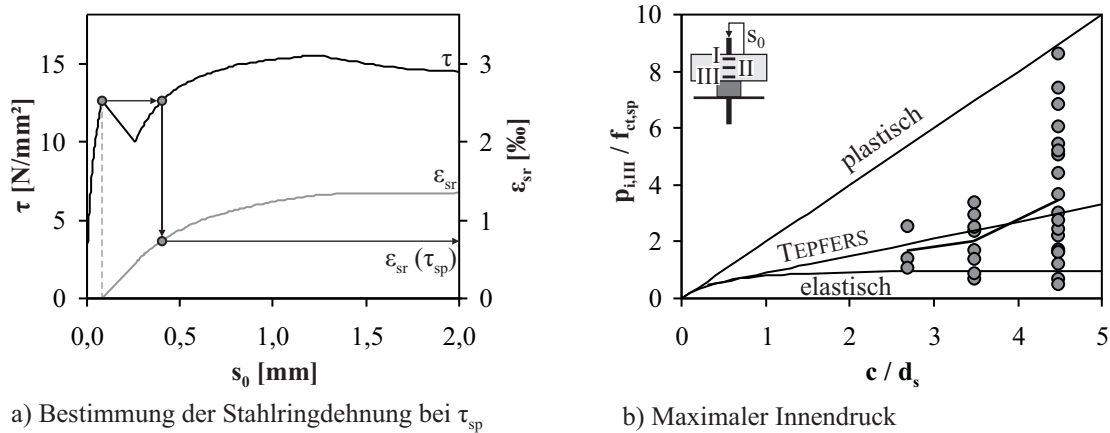


Bild 5.10: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Spaltbruchversagen nach MODEL CODE 2010 [39]

Bis zum Eintreten des Spaltbruchversagens, d. h. bis zum Erreichen von τ_{sp} , weist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung den gleichen Verlauf wie bei einem Ausziehversagen auf und kann mit den bereits vorgestellten Gleichungen aus Abschnitt 5.2 und 5.3 beschrieben werden. Dies bestätigen u. a. auch die eigenen Ausziehversuche unter Querkzugbelastung (siehe Abschnitt 4.5). Um den Verbundwiderstand bei eintretendem Spaltbruch zu bestimmen, wird das Modell des dickwandigen Betonzylinders unter Innendruck gewählt (siehe Abschnitt 2.7.3). Zur Verifizierung des Modells werden die eigenen Ausziehversuche unter Querkzugbelastung herangezogen, vgl. LEMNITZER ET AL. [67].

5.4.2 Vorbetrachtungen

Bei den durchgeführten Ringtests kann der Innendruck mittels Gl. (4.10) direkt aus der Stahlringdehnung berechnet werden. Es wurde bereits erwähnt, dass vor der Spaltrissbildung keine Dehnungen des Stahlrings verzeichnet werden konnten. Um den Innendruck beim Entstehen der Spaltrisse zu bestimmen, wird daher die Stahlringdehnung verwendet, die sich nach dem Schlupfzuwachs durch die Spaltrissbildung bei einer Verbundspannung gleich τ_{sp} eingestellt hat (Bild 5.11a). Da die Spaltrisse immer vom belasteten Stabende ausgehen, ist der für diese Stelle bestimmte Innendruck $p_{i,III}$ der maßgebende Innendruck für das Versagen des umgebenden Betons. Dieser lässt sich für die eigenen Ringtests mit dem teilweise gerissenen, elastischen Zugringmodell nach TEPFERS [145] (siehe Abschnitt 2.7.3.2) im Mittel vorhersagen (Bild 5.11b).

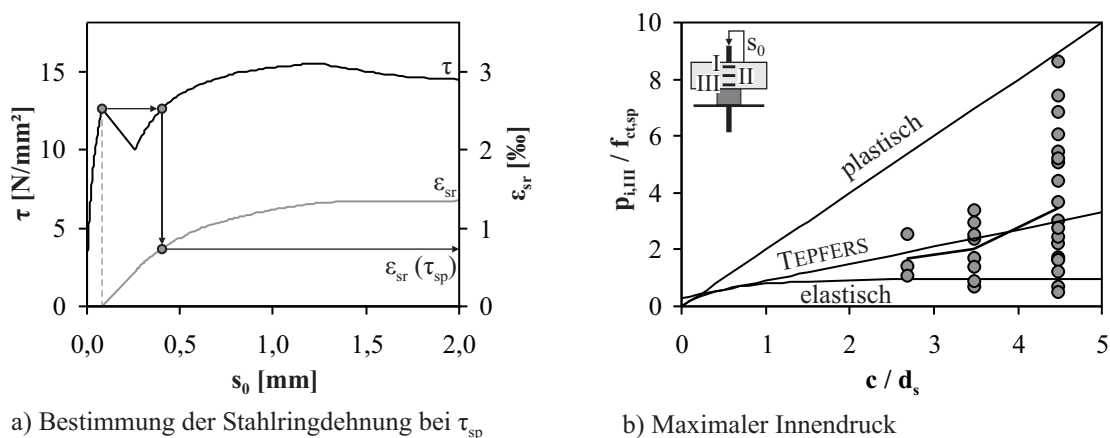


Bild 5.11: Vergleich zwischen dem Innendruck im Ringtest am belasteten Stabende nach Gl. (4.10) und dem berechneten Innendruck nach dem Zugringmodell von TEPFERS [145]

5.4.3 Bestimmung des Winkels α im Ausziehversuch

Im konventionellen Ausziehversuch ist eine direkte Bestimmung des Innendrucks nicht möglich. Um das Modell des dickwandigen Betonzylinders unter Innendruck anzuwenden, muss daher die im Versuch gemessene Verbundspannung τ_{sp} in einen resultierenden Innendruck $p_{i,\tau}$ umgerechnet werden. Dies geschieht über den Winkel α (Bild 5.12).

$$p_{i,\tau} = \tau_{sp} \cdot \tan(\alpha) \quad (5.11)$$

In der Literatur werden häufig Winkel zwischen 27° und 45° gewählt. Werden diese beiden Grenzwerte betrachtet, ergeben sich bei gleichem berechneten Innendruck p_i unterschiedlich hohe Verbundspannungen τ_{sp} , die bei einer Winkeldifferenz von nur 18° bereits um fast 100% differieren.

$$\begin{aligned} \alpha = 27^\circ &\rightarrow \tau_{sp} = 1,96 \cdot p_i \\ \alpha = 45^\circ &\rightarrow \tau_{sp} = 1,00 \cdot p_i \end{aligned} \quad (5.12)$$

Dem Winkel α kommt daher eine besondere Bedeutung zu, da dieser den direkten Zusammenhang zwischen Innendruck und Verbundspannung herstellt. Mit herkömmlichen Ausziehversuchen ist die Bestimmung des Winkels α jedoch nicht möglich. Daher werden die durchgeführten Ringtests verwendet, um den für die nachfolgenden Berechnungen notwendigen Winkel α abzuleiten. Dieser kann hier direkt aus der Stahlringdehnung ε_{sr} bestimmt werden.

$$\tan(\alpha) = \frac{p_i}{\tau} = \frac{2 \cdot \varepsilon_{sr} \cdot E_{sr} \cdot t}{d_s \cdot \tau} \quad (5.13)$$

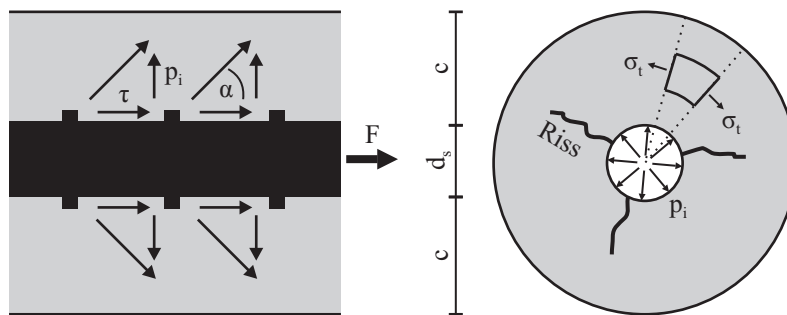


Bild 5.12: Zusammenhang zwischen dem Innendruck p_i und der Verbundspannung τ

Von einer Verwendung des über die Verbundlänge gemittelten Winkels α_m im Ringtest wird abgesehen, da die Ringdehnungsmessungen zeigen, dass die Dehnungsverteilung im Ringtest und im würfelförmigen Ausziehkörper unterschiedlich verläuft (Bild 5.13). Unter der Annahme einer konstanten Verbundspannung τ entspricht die Ringdehnungsverlauf $\varepsilon_{sr}(x)$ qualitativ dem Verlauf $\tan(\alpha(x))$ und wäre für beide Probekörpertypen ebenfalls verschieden. Der über die Verbundlänge gemittelte Winkel α_m aus dem Ringtest würde daher nicht den gemittelten Winkel α_m im Ausziehversuch widerspiegeln.

Im Folgenden wird vorausgesetzt, dass im Ausziehkörper und im Ringtest die Winkel α_u bzw. α_{III} am belasteten Stabende gleich groß sind. Aufgrund der Versuchsergebnisse wird davon ausgegangen, dass sich im Ausziehversuch und im Ringtest beim Erreichen der maximalen Verbundspannung, d. h. bei einem Schlupf $s_{0,max}$, ebenfalls gleich große Winkel α_u bzw. α_{III} einstellen, obwohl die Schlupfwerte $s_{0,max}$ im Ringtest generell niedriger ausfallen, siehe Abschnitt 4.8.3. Daher wird zur Beschreibung der Abhängigkeit zwischen α_u und der Höhe der Ausziehbelastung die normierte Darstellung des Schlupfs $s_0/s_{0,max}$ herangezogen. Zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen diesen beiden Größen wird eine Potenzfunktion

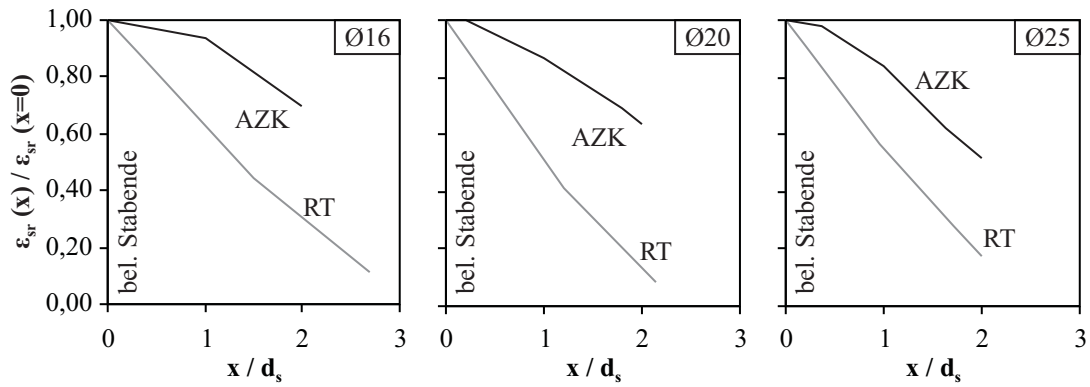


Bild 5.13: Ringdehnungsverteilung im Ausziehkörper (AZK) und im Ringtest (RT) beim Erreichen des Verbundspannungsmaximums

nach Gl. (5.14) gewählt (Bild 5.14). Die Funktionsparameter sind für die geprüften Stabdurchmesser in Tabelle 5.4 angegeben. Dabei entspricht der Koeffizient $\alpha_{u,max}$ dem Winkel α_u beim Erreichen des Verbundspannungsmaximums bei $s_{0,max}$ bzw. τ_{max} .

$$\alpha_u = \alpha_{u,max} \cdot \left(\frac{s_0}{s_{0,max}} \right)^b \quad (5.14)$$

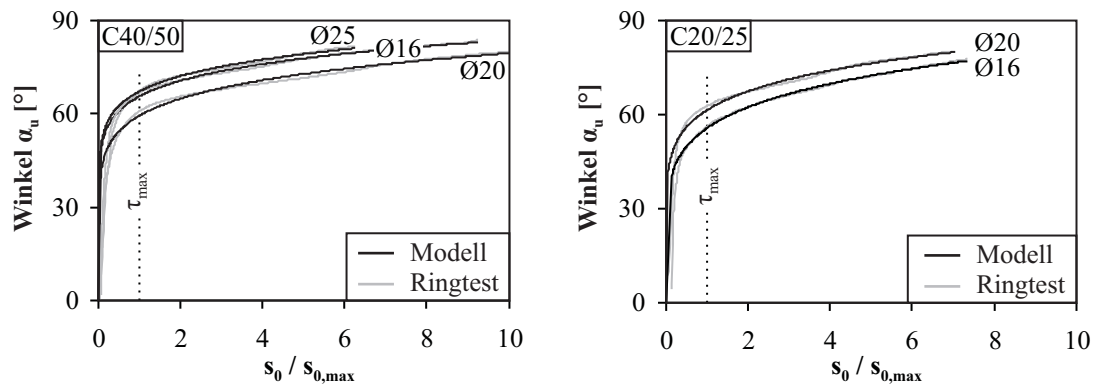


Bild 5.14: Winkel α_u am belasteten Stabende in Abhängigkeit der Höhe der Ausziehbelastung

Tabelle 5.4: Bestimmung der Winkel α_u und α_m

Parameter		Beton C40/50			Beton C20/25	
		Ø16	Ø20	Ø25	Ø16	Ø20
Winkel am belasteten Stabende	$\alpha_{u,max}$ [°]	65,7	59,5	67,3	55,6	61,3
	b	0,11	0,13	0,10	0,16	0,14
über l_b gemittelter Winkel	f_{lb}	0,84	0,84	0,78	0,81	0,82
	$\alpha_{m,max}$ [°]	61,6	55,0	61,9	49,7	56,2

Der über die Verbundlänge gemittelte Winkel α_m für die würfelförmigen Ausziehkörper wird anhand der Ringdehnungsverteilung innerhalb der Verbundzone bestimmt. Hierfür wird die über die Verbundlänge auf-

summierte Zugringdehnung A_{lb} mit der aufsummierten Zugringdehnung des belasteten Stabendes bei konstanter Dehnungsverteilung A_{lb}^* ins Verhältnis gesetzt (Bild 5.15a).

$$A_{lb} = \int_0^{l_b} \varepsilon_t(x) \cdot dx \quad (5.15)$$

$$A_{lb}^* = \int_0^{l_b} \varepsilon_t(x=0) \cdot dx = \varepsilon_t(x=0) \cdot l_b \quad (5.16)$$

$$f_{lb} = \frac{A_{lb}}{A_{lb}^*} < 1 \quad (5.17)$$

Da der Dehnungsgradient über die Verbundlänge bis zum Erreichen der maximalen Ausziehkraft nahezu unabhängig von der Belastung ist, kann dieser in Abhängigkeit der Betonsorte und des Stabdurchmessers näherungsweise konstant angenommen werden (Bild 5.15b). Im Mittel ergeben sich die Faktoren f_{lb} nach Tabelle 5.4. Damit berechnet sich der Winkel α_m bis zum Erreichen von τ_{max} durch die folgende Gleichung.

$$\tan(\alpha_m) = f_{lb} \cdot \tan(\alpha_u) \quad (5.18)$$

Für die verschiedenen Stabdurchmesser und Betonsorten ergeben sich nur geringfügige Unterschiede. Der Winkel $\alpha_{m,max}$ beim Erreichen der maximalen Ausziehbewertung ist in Tabelle 5.4 ebenfalls angegeben. Im Mittel beträgt dieser 57° .

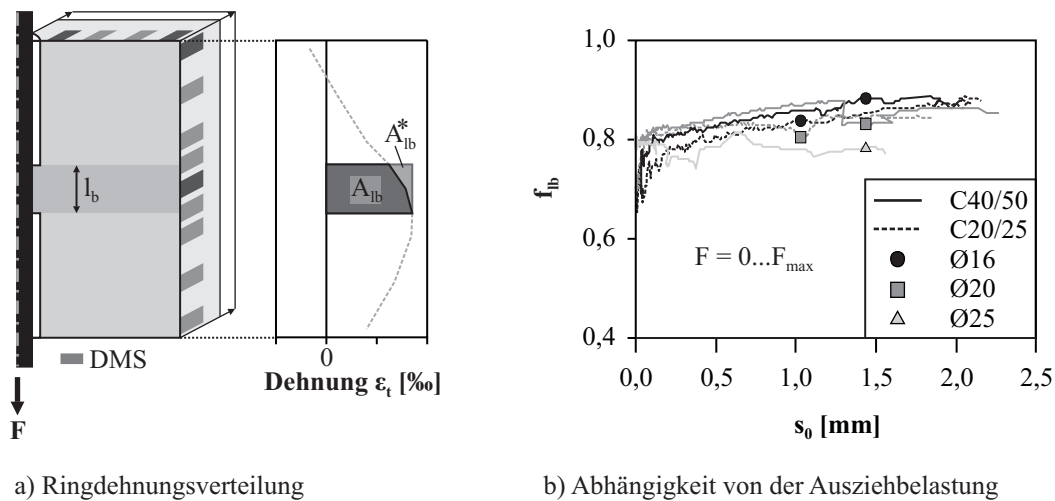


Bild 5.15: Bestimmung des über die Verbundlänge gemittelten Winkels α_m

Aus den Ausziehversuchen ist der Schlupf $s_{0,sp}$ beim Eintreten des Spaltbruchversagens bekannt. Somit kann die Bestimmung des dazugehörigen Winkels $\alpha_{m,sp}$ mittels Gl. (5.14) und (5.18) und den Parametern nach Tabelle 5.4 erfolgen. Die im Ausziehversuch ermittelte Verbundspannung τ_{sp} bei Spaltbruchversagen kann nun in einen äquivalenten Innendruck für den umgebenden Betonring umgerechnet werden.

$$p_{i,\tau} = \tau_{sp} \cdot \tan(\alpha_{m,sp}) \quad (5.19)$$

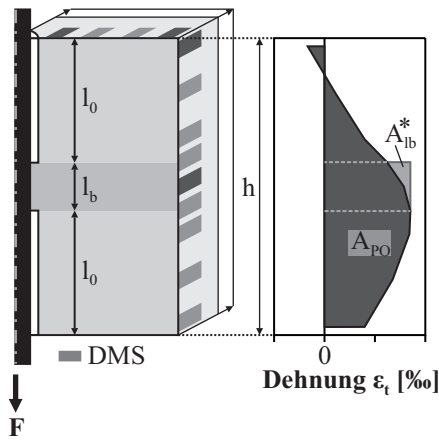
5.4.4 Berücksichtigung der Probekörpergeometrie

Der Probekörper im Ausziehversuch beteiligt sich auch außerhalb der Verbundzone am Lastabtrag, was dazu führt, dass der Spaltbruchwiderstand erhöht wird, vgl. MARTIN & NOAKOWSKI [86]. Daher muss der

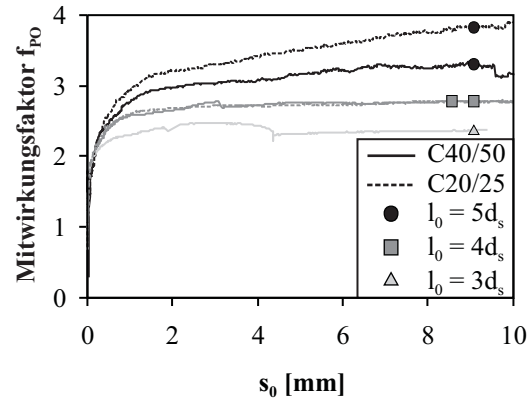
berechnete Innendruck für die Verbundzone reduziert werden, damit die Beziehung $\tau \cdot \tan \alpha = p_i$ für die Verbundlänge l_b Gültigkeit behält. Dieser Mitwirkungseffekt wird über den Faktor f_{PO} durch die Integration der Ringdehnungsverteilung über die Probekörperhöhe erfasst und berücksichtigt gleichzeitig auch die nicht konstante Dehnungsverteilung in der Verbundzone (Bild 5.16a).

$$A_{PO} = \int_0^h \varepsilon_t(x) \cdot dx \quad (5.20)$$

$$f_{PO} = \frac{A_{PO}}{A_{lb}^*} > 1 \quad (5.21)$$



a) Ringdehnungsverteilung



b) Abhängigkeit von der Ausziehbelastung

Bild 5.16: Berücksichtigung der Mitwirkung des Probekörpers außerhalb des Verbundbereichs

Der Mitwirkungsfaktor f_{PO} ist deutlich größer als 1 und variiert aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen im Versuch. Er fällt für den Betonstahl Ø16 am höchsten aus, da hier die Verbundlänge mit 32 mm am kürzesten und damit die verbundfreie Vorlänge l_0 am längsten ist. Bei allen Stabdurchmessern zeigt sich in Abhängigkeit der Ausziehbelastung jedoch prinzipiell derselbe Verlauf: der Faktor f_{PO} nimmt bis zum Erreichen der maximalen Ausziehbelastung kontinuierlich zu und bleibt danach annähernd konstant. Für jede der geprüften Parameterkombinationen aus Betonsorte und Stabdurchmesser wird aus den Versuchen mit den 14 applizierten Dehnmessstreifen eine mittlere $f_{PO} - s_0$ -Beziehung gemäß Bild 5.16b ermittelt. Aus diesen Kurven kann für jeden Einzelversuch mit seinem spezifischen τ_{sp} über den zugehörigen Schlupfwert $s_{0,sp}$ der Mitwirkungsfaktor f_{PO} bestimmt werden. Damit ergibt sich der um die Mitwirkung des Probekörpers reduzierte Innendruck für die Verbundzone zu

$$p_{i,\tau,red} = \frac{\tau_{sp}}{f_{PO}} \cdot \tan(\alpha_{m,sp}) \quad (5.22)$$

5.4.5 Vergleich der Versuchsergebnisse mit verschiedenen Zugringmodellen

Soll der maximal aufnehmbare Innendruck des Betonrings infolge der Querkzugbelastung bestimmt werden, muss die resultierende Ringzugspannung aus der Verbundbeanspruchung mit der Querkzugspannung überlagert werden. Aus der Querkzugspannungsverteilung $\sigma_t(r)$ wird ebenfalls ein äquivalenter Innendruck $p_{i,t}$ abgeleitet. Setzt man die mittlere Querkzugspannung $\sigma_{t,m}$ am Punkt B in der Probekörpermitte nach Gl. (4.8)

konstant über die Betondeckung an, ergibt sich nach dem plastischen Zugringmodell der Innendruck gemäß Gl. (5.23).

$$p_{i,t,B} = \sigma_{t,m} \cdot \frac{r_a - r_i}{r_i} \quad (5.23)$$

Die Dehnung infolge des Querszugs nimmt jedoch zur Probekörperoberseite und -unterseite hin ab (Bild 4.3). Für die Berechnung wird aber von einer konstanten Querszugbelastung über die Probekörperhöhe ausgegangen. Daher wird der Innendruck über den Faktor f_ε , der das Verhältnis der gemittelten Zugringdehnung $\varepsilon_{s,m}$ über die Probekörperhöhe zur Zugringdehnung in der Mitte der Verbundzone ε_B widerspiegelt, in einen mittleren Innendruck nach Gl. (5.25) umgerechnet, vgl. auch Bild 4.4.

$$f_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{s,m}}{\varepsilon_B} < 1 \quad (5.24)$$

$$p_{i,t,m} = f_\varepsilon \cdot \sigma_{t,m} \cdot \frac{r_a - r_i}{r_i} \quad (5.25)$$

Hierbei ist f_ε unabhängig vom Stabdurchmesser und ergibt sich für den Beton C40/50 zu 0,83 und für den Beton C20/25 zu 0,87.

$$p_{i,t,m} = 0,83 \cdot \sigma_{t,m} \cdot \frac{r_a - r_i}{r_i} \quad \text{für den Beton C40/50} \quad (5.26)$$

$$p_{i,t,m} = 0,87 \cdot \sigma_{t,m} \cdot \frac{r_a - r_i}{r_i} \quad \text{für den Beton C20/25} \quad (5.27)$$

Somit kann der mit dem jeweiligen Zugringmodell berechnete maximale Innendruck $p_{i,max}$, reduziert um den Innendruck infolge der Querszugbelastung $p_{i,t,m}$, mit dem im Versuch erreichten Innendruck $p_{i,test}$ verglichen werden.

$$p_{i,calc} = p_{i,max} - p_{i,t,m} \quad (5.28)$$

$$p_{i,test} = p_{i,\tau,red} = \frac{\tau_{sp}}{f_{PO}} \cdot \tan(\alpha_{m,sp}) \quad (5.29)$$

Die Berechnung von $p_{i,max}$ erfolgt mit den in Abschnitt 2.7.3 vorgestellten Zugringmodellen. Für die benötigte Zugfestigkeit f_{ct} wird stets die am Versuchskörper ermittelte maximal aufnehmbare mittlere Querszugspannung $\sigma_{t,m,max}$ nach Gl. (4.9) eingesetzt. Die vorhergesagten Innendrucke $p_{i,calc}$ nach Gl. (5.28) werden den im Versuch ermittelten Innendrucke $p_{i,test}$ nach Gl. (5.29) in Bild 5.17 gegenübergestellt.

Für das elastische und das plastische Zugringmodell ergeben sich die Innendrucke nach folgenden Gleichungen.

$$\text{elastisches Modell: } p_{i,calc} = \sigma_{t,m,max} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_i^2}{r_a^2 + r_i^2} \right) - p_{i,t,m} \quad (5.30)$$

$$\text{plastisches Modell: } p_{i,calc} = \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{(r_a - r_i)}{r_i} - p_{i,t,m} \quad (5.31)$$

Das elastische Modell unterschätzt den maximalen Innendruck wie auch schon bei der Berechnung ohne Querszug deutlich, so dass hier für nahezu alle Versuche negative Werte vorausgesagt werden (Bild 5.17a). Für das plastische Modell hingegen wird eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch erreicht. Dies gilt auch bei der alleinigen Betrachtung der Versuche ohne Querszug (Bild 5.17b).

Für die Zugringmodelle mit teilweise gerissenem Ringabschnitt nach TEPFERS [145] und SCHENKEL [130] werden die gleichen Berechnungsannahmen wie in Abschnitt 2.7.3 zugrunde gelegt.

$$\text{TEPFERS: } p_{i,calc} = \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{r_{cr}}{r_i} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_{cr}^2}{r_a^2 + r_{cr}^2} \right) - p_{i,t,m} \quad (5.32)$$

$$\text{mit } r_{cr} = 0,486 \cdot r_a$$

$$\text{SCHENKEL: } p_{i,calc} = \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{r_{pl}}{r_i} \cdot \left(1 - \frac{r_{cr}}{r_{pl}} - \frac{r_{pl}^2 - r_a^2}{r_{pl}^2 + r_a^2} \right) - p_{i,t,m} \quad (5.33)$$

$$\text{mit } \varepsilon_{cr} \cdot E_c / f_{ct} = 2,5 \quad \text{und} \quad \nu = 0,2$$

$$\text{mit } r_{pl} = 0,725 \cdot r_a \quad \text{und} \quad r_{cr} = 0,419 \cdot r_a \quad \text{und} \quad r_i = (3c_s + 4d_s - 4h_s) / 8$$

Die über die Extremwertbetrachtung bzw. implizit gewonnenen, im Modell verwendeten Radien r_{cr} und r_{pl} sind von der Querkzugbelastung unabhängig. Beide Modelle unterschätzen den experimentell bestimmten Innendruck ebenfalls stark (Bild 5.17c und d).

Generell höhere Innendrucke werden mit den Zugringmodellen von NOGHABAI [102] und VAN DER VEEN [151] vorhergesagt, da eine Mitwirkung des gerissenen Ringabschnitts berücksichtigt wird. Neben der Anzahl der radialen Risse n gehen hier Materialparameter ein, die das Entfestigungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung charakterisieren. Diese sind bei VAN DER VEEN die Zugbruchdehnung ε_{cr} , die Rissbreite w_c , bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden und der Exponent k , der den abfallenden Ast der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschreibt. Für die Nachrechnung der Versuche werden folgende Annahmen zugrunde gelegt.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\sigma_{t,m,max}}{f_E \cdot E_{cm}} \quad \text{mit } f_E \text{ nach Tabelle 4.3} \quad (5.34)$$

$$\text{mit } k = 0,248 \quad \text{nach VAN DER VEEN [151]}$$

Die Anzahl der radialen Risse n wird über die aus den Ringtests ermittelte Abhängigkeit zum Stabumfang bestimmt.

$$n = 0,064 \cdot \pi \cdot d_s \quad (5.35)$$

Die zugehörige Rissbreite w_c wird nach VAN DER VEENS Vorschlag [151] zu $w_c = 5,12 \cdot G_f / f_{ct}$ berechnet, wobei für $f_{ct} = \sigma_{t,m,max}$ eingesetzt und die Bruchenergie G_f gemäß MODEL CODE 1990 [16] für das vorhandene Größtkorn von 16 mm bestimmt wird.

$$G_f = 0,03 \text{ Nmm/mm}^2 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ N/mm}^2} \right)^{0,7} \quad (5.36)$$

Damit ergibt sich der Innendruck nach VAN DER VEEN zu

$$p_{i,calc} = \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{(r_{cr} - r_i)}{r_i} \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \varepsilon_{cr}}{n \cdot w_c} (r_{cr} - r_i) \right)^k \cdot \frac{1}{k+1} \right] + \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{r_{cr}}{r_i} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_{cr}^2}{r_a^2 + r_{cr}^2} \right) - p_{i,t,m} \quad (5.37)$$

Der Radius r_{cr} ist wiederum unabhängig von der Querkzugbelastung und wird nur durch die Parameter n , w_c , ε_{cr} und r_i bestimmt. Jedoch ist auch mit diesem Modell keine befriedigende Übereinstimmung zwischen dem berechneten Innendruck und den Versuchswerten zu verzeichnen. Für alle Versuche wird der Innendruck zu niedrig vorhergesagt (Bild 5.17e).

Im Zugringmodell von NOGHABAI [103] geht neben der Rissanzahl n nur die charakteristische Länge l_{ch} ein. Diese wird nach [102] für Normalbeton zu $l_{ch} = 240$ mm angenommen, während n nach Gl. (5.35) bestimmt wird. Damit ergibt sich der Innendruck zu

$$p_{i,calc} = \frac{\sigma_{t,m,max}}{r_i} \cdot \left(\frac{n \cdot l_{ch}}{\pi} - r_{cr} \right) \cdot \ln \left(\frac{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r_i}{n \cdot l_{ch} - \pi \cdot r_{cr}} \right) + \sigma_{t,m,max} \cdot \frac{r_{cr}}{r_i} \cdot \left(\frac{r_a^2 - r_{cr}^2}{r_a^2 + r_{cr}^2} \right) - p_{i,t,m} \quad (5.38)$$

Der Radius r_{cr} ermittelt sich damit in Abhängigkeit von n und r_i . Für die Versuche ohne Querzug wird der Innendruck um ca. 10 % zu niedrig vorausgesagt. Die berechneten Innendrucke der Versuche mit Querzug liegen im Mittel in der richtigen Größenordnung, weisen jedoch dennoch keine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten auf (Bild 5.17f).

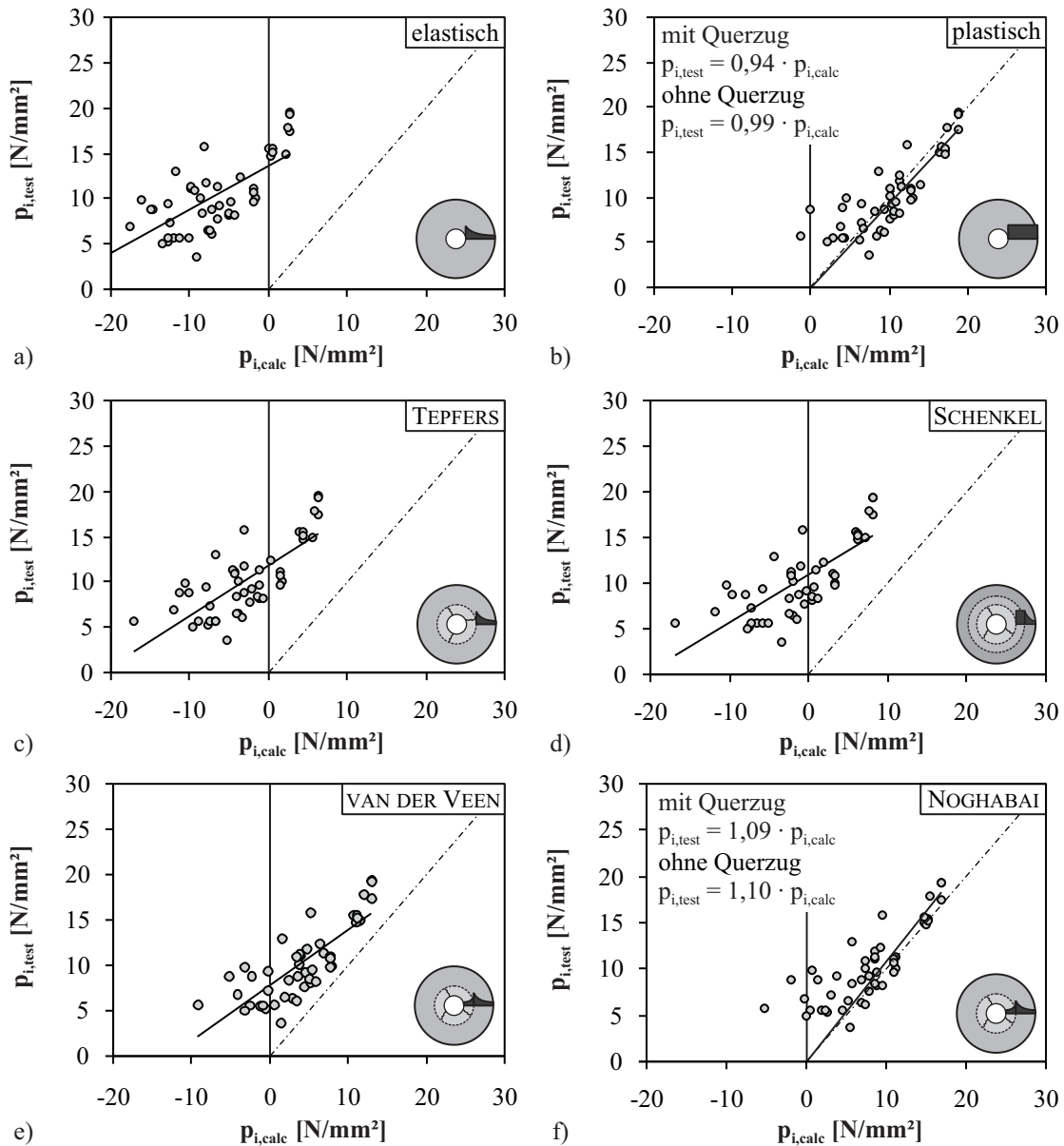


Bild 5.17: Vergleich zwischen dem berechneten und experimentellen Innendruck bei Spaltbruchversagen

Folgende Erkenntnisse können aus der Nachrechnung der durchgeführten Ausziehversuche unter Querzugbelastung gewonnen werden: Soll das Modell des dickwandigen Betonzylinders zur Vorhersage des Spaltbruchwiderstands der Betondeckung angewendet werden, besteht die Schwierigkeit bei Ausziehversuchen zunächst darin, die Verbundspannung τ über den Winkel α in einen äquivalenten Innendruck p_i umzurechnen.

nen. Eine Möglichkeit, den Winkel α experimentell zu bestimmen, bietet der Ringtest nach TEPFERS & OLSSON [148]. Wird der Winkel α bei der Berechnung frei gewählt, können keine zuverlässigen Aussagen über die Vorhersagequalität der Zugringmodelle getroffen werden.

Im Ausziehversuch ist es ebenfalls notwendig, die Einflüsse aus der Gestalt des Probekörpers zu beachten. Sind verbundfreie Vor- und/oder Nachlängen vorhanden, erhöhen diese den Spaltbruchwiderstand und es werden größere Verbundspannungen τ_{sp} als ohne diese ermittelt. Weiterhin ist damit zu rechnen, dass selbst bei sehr kurzen Verbundlängen keine gleichmäßige Beanspruchung der Verbundzone vorliegt. Daraus folgend ergibt sich auch über die Höhe des Zugrings keine konstante Innendruckbelastung, was bei der Berechnung berücksichtigt werden sollte.

Mit dem plastischen Zugringmodell wird die beste Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch erreicht. Dies gilt sowohl für die Ausziehversuche ohne als auch mit Querkzugbelastung. Dieses Ergebnis bestätigten die Untersuchungen von MARTIN [83], der beim Erreichen des maximalen Spaltbruchwiderstands eine mittlere Ringzugspannung entsprechend der Betonzugfestigkeit feststellte. Für alle weiteren Berechnungen wird daher das plastische Zugringmodell zugrunde gelegt. Das plastische Zugringmodell mit allen getroffenen Annahmen gilt zunächst nur für die im Versuch vorhandene kurze Verbundlänge von $2d_s$ mit verbundfreien Vorlängen, bei der von einer nahezu konstanten Verbundspannungs- und Innendruckverteilung über die Verbundlänge ausgegangen werden kann.

Der maximale Spaltbruchwiderstand für den Ausziehversuchskörper ermittelt sich mit dem plastischen Zugringmodell nach Gl. (5.39) und bildet den Ausgangspunkt für die weiteren Betrachtungen.

$$\begin{aligned}\tau_{sp} &= \frac{p_i}{\tan \alpha} = f_{PO} \cdot \frac{\sigma_{t,m,max} - f_{\varepsilon} \cdot \sigma_{t,m}}{\tan(\alpha_{m,sp})} \cdot \frac{r_a - r_i}{r_i} \\ \tau_{sp} &= \frac{p_i}{\tan \alpha} = f_{PO} \cdot \frac{\sigma_{t,m,max} - f_{\varepsilon} \cdot \sigma_{t,m}}{\tan(\alpha_{m,sp})} \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s}\end{aligned}\quad (5.39)$$

Die Unterschiede bei der Vorhersage des Spaltbruchwiderstands der Ringtests und der würfelförmigen Ausziehkörper liegen vermutlich in der Probekörpergeometrie begründet. Im Ringtest beginnt der Spaltriss am belasteten Stabende und kann sich ungehindert in radialer Richtung und längs durch den gesamten Probekörper ausbreiten. Sobald der Spaltriss den äußeren Rand erreicht, wird die Stabilität durch den umgebenden Stahlring gewährleistet. Dieses Spaltbruchversagen ist durch einen Abfall der Ausziehkraft und eine sprunghafte Schlupfzunahme in der $\tau - s_0$ -Beziehung zu erkennen. Die nahezu lineare Innendruckverteilung zum Versagenszeitpunkt lässt darauf schließen, dass im Ringtest der Beginn der Spaltrissbildung und der Versagenszeitpunkt nahezu identisch sind (Bild 5.18). Daher kann hier die beste Vorhersage für τ_{sp} mit dem TEPFERS-Modell erreicht werden.

Im Ausziehversuch sind aufgrund der verbundfreien Vor- und Nachlänge große Betonvolumina vorhanden, die dem Zugringmodell zugrunde liegenden dickwandigen Betonzylinder von der Höhe der Verbundlänge oben und unten begrenzen. Der umgebende Beton kann die Ausbreitung der Spaltrisse zum Probekörperrand solange verhindern, bis im gesamten Zugring rechnerisch die Zugfestigkeit des Betons erreicht ist. Hier tritt das Versagen erst deutlich nach dem Beginn der Spaltrissbildung ein, so dass sich auch ein nahezu konstanter Innendruck über die Zylinderhöhe einstellt (Bild 5.18). Deshalb werden höhere Spaltbruchwiderstände, wie sie mit dem plastischen Zugringmodell vorhergesagt werden können, erreicht.

5.5 Bestimmung der Verbundversagensart unter Querkzugbelastung im Ausziehversuch

Bei der Analyse der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen konnte kein signifikanter Einfluss des Querkzugs auf den Kurvenverlauf festgestellt werden. Es stellte sich jedoch heraus, dass der Querkzug einen er-

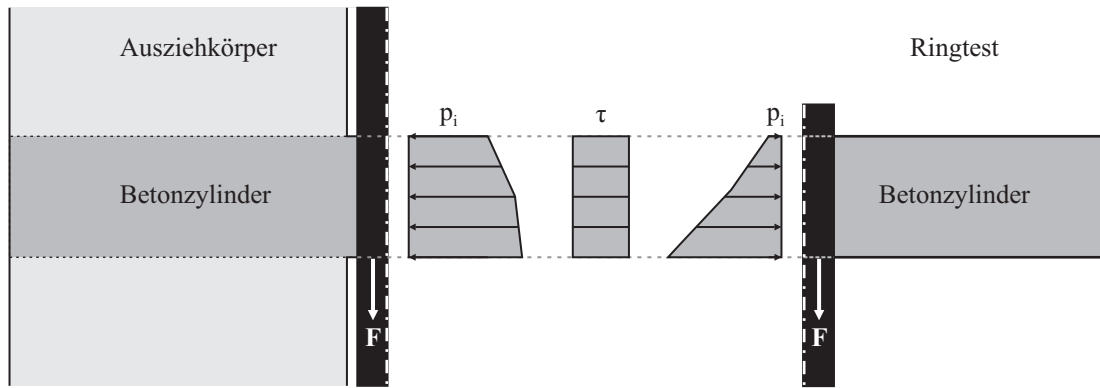


Bild 5.18: Vergleich zwischen Ausziehkörper und Ringtest

heblichen Einfluss auf die Versagensart des Verbundes hat. Die eigenen Versuchsergebnisse zeigen deutlich, dass eine Querkzugbelastung das Spaltbruchversagen begünstigt. Ist keine Querbewehrung vorhanden, gilt als maßgebender Faktor für die Art des Verbundversagens die bezogene Betondeckung c/d_s . Selbst bei großen bezogenen Betondeckungen von $c/d_s \geq 5$, bei denen im Normalfall von einer ausreichenden Umschnürung ausgegangen wird, konnte der Wechsel von einem Ausziehversagen zum Spaltbruchversagen beobachtet werden.

Setzt man die speziell für den verwendeten Versuchskörper berechnete Verbundspannung bei Spaltbruchversagen τ_{sp} nach Gl. (5.39) mit der maximalen Verbundspannung bei Ausziehversagen τ_{max} gleich, kann in Abhängigkeit der Querkzugbelastung die Betondeckung c/d_s ermittelt werden, bei der der Wechsel im Versagensmodus eintritt. Für die Versuchsdaten mit allen versuchskörperspezifischen Faktoren gilt Gl. (5.40).

$$\begin{aligned} \tau_{sp} &= \tau_{max} \\ f_{PO} \cdot \left(\frac{\sigma_{t,m,max} - f_{\varepsilon} \cdot \sigma_{t,m}}{\tan(\alpha_{m,sp})} \right) \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s} &= \tau_{max} \\ \frac{c}{d_s} &= \frac{\tau_{max} \cdot \tan(\alpha_{m,sp})}{2 \cdot f_{PO} \cdot (\sigma_{t,m,max} - f_{\varepsilon} \cdot \sigma_{t,m})} \end{aligned} \quad (5.40)$$

In Bild 5.19a ist der Winkel $\alpha_{m,sp}$ bei eintretendem Spaltbruchversagen bezogen auf den Winkel $\alpha_{m,max}$ bei Erreichen von τ_{max} nach Tabelle 5.4 in Abhängigkeit des Querkzugniveaus für die verschiedenen Stabdurchmesser dargestellt. Da es sich um bezogene Winkel $\alpha_{m,sp}/\alpha_{m,max}$ handelt, können die Ergebnisse gleicher Stabdurchmesser zusammengefasst werden. Für die Nachrechnung der Versuche wird ein linearer Zusammenhang zwischen $\alpha_{m,sp}$ und dem Querkzugniveau nach Gl. (5.41) bis Gl. (5.43) angenommen. Der obere Grenzwert für $\alpha_{m,sp}$ ist der Winkel bei Erreichen des Verbundspannungsmaximums $\alpha_{m,max}$, um den Fall auszuschließen, dass das Spaltbruchversagen erst nach dem Erreichen des maximalen Verbundwiderstandes eintritt. Dies trifft z. B. auf die Versuche mit dem Beton C20/25 und Ø16 zu, weshalb hier der Winkel $\alpha_{m,sp}$ stets gleich $\alpha_{m,max}$ gesetzt wird.

$$\frac{\alpha_{m,sp}}{\alpha_{m,max}} = 1,14 - 0,04 \cdot \frac{\sigma_{t,m}}{\sigma_{t,m,max}} \leq 1 \quad \text{für } \varnothing 16 \quad (5.41)$$

$$\frac{\alpha_{m,sp}}{\alpha_{m,max}} = 1,13 - 0,33 \cdot \frac{\sigma_{t,m}}{\sigma_{t,m,max}} \leq 1 \quad \text{für } \varnothing 20 \quad (5.42)$$

$$\frac{\alpha_{m,sp}}{\alpha_{m,max}} = 0,90 - 0,23 \cdot \frac{\sigma_{t,m}}{\sigma_{t,m,max}} \leq 1 \quad \text{für } \varnothing 25 \quad (5.43)$$

Die verwendeten Werte für die Berechnung sind in Tabelle 5.5 zusammengestellt. Es handelt sich hierbei immer um die Mittelwerte aller Einzelversuche der entsprechenden Konfiguration. Die Annahme eines kon-

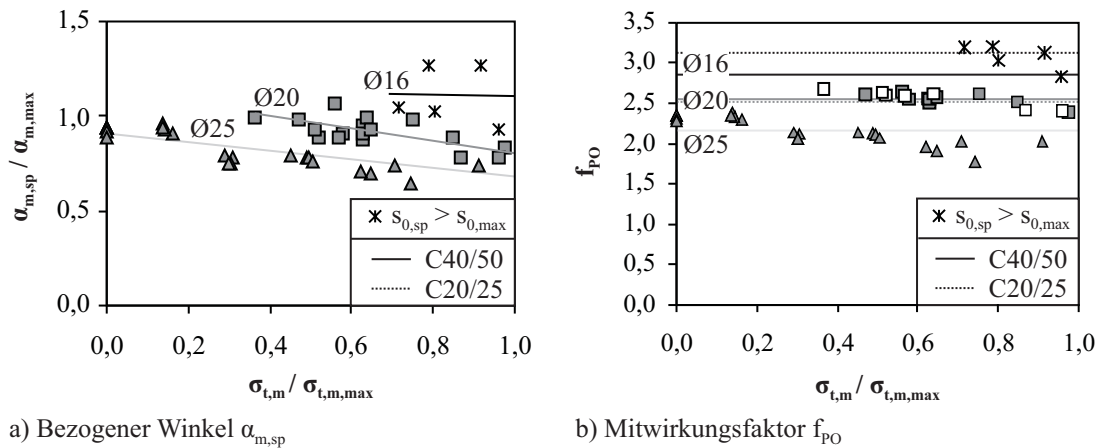


Bild 5.19: Winkel $\alpha_{m,sp}$ und Faktor f_{PO} in Abhängigkeit des Querkzugniveaus

stanten, vom Querkzugniveau unabhängigen mittleren Faktors f_{PO} stellt zwar eine Vereinfachung dar, ist jedoch aufgrund des geringen Einflusses des Querkzugniveaus als vertretbar anzusehen (Bild 5.19b).

Tabelle 5.5: Parameter zur Berechnung der Versagensgrenzlinien für die Versuchskörper

Beton	Ø	$\sigma_{t,m,max}$ [N/mm ²]	τ_{max} [N/mm ²]	$\alpha_{m,max}$ [°]	$\alpha_{m,sp}$ [°]	f_{PO}	f_{ε}
C40/50	16	2,31	18,86	62	Gl. (5.41)	2,86	0,83
	20	2,40	24,52	55	Gl. (5.42)	2,55	0,83
	25	2,56	24,26	62	Gl. (5.43)	2,16	0,83
C20/25	16	1,94	15,59	50	Gl. (5.41)	3,12	0,87
	20	2,03	19,00	56	Gl. (5.42)	2,52	0,87

Die Versagensgrenzlinien nach Gl. (5.40) zeigt Bild 5.20. Die Versuchsergebnisse sind zum Vergleich mit eingezeichnet, wobei die grauen Symbole die Versuche mit Spaltbruchversagen repräsentieren. Es wird deutlich, dass der Wechsel im Versagensmodus mit den getroffenen Annahmen richtig abgebildet wird. Lediglich für die Versuche, bei denen vor dem Erreichen von τ_{max} kein Spaltbruchversagen auftrat, d. h. alle Versuche mit der größten Betondeckung $c/d_s = 5,75$, wird für die höheren Querkzugniveaus bereits kein Ausziehversagen mehr vorhergesagt. Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass die Grenzlinien in Bild 5.20 nur für die am Ausziehkörper herrschenden Randbedingungen gelten.

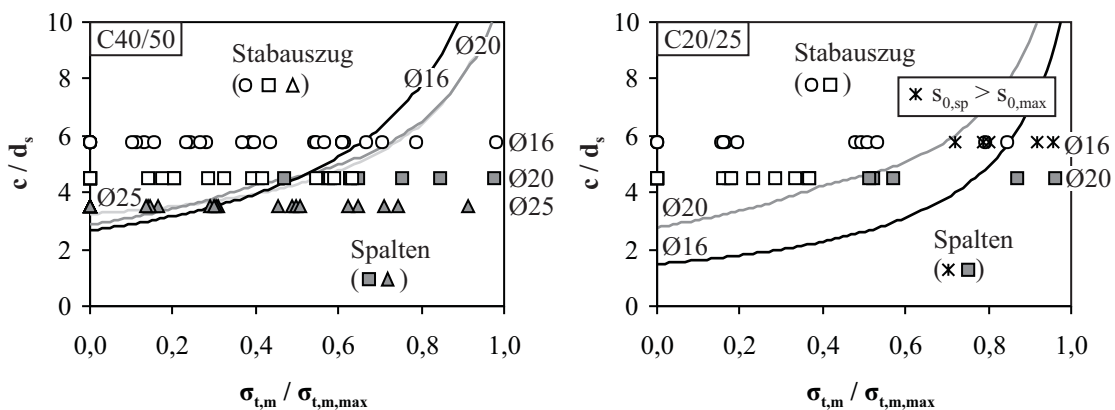


Bild 5.20: Grenzlinien für die Verbundversagensart der verwendeten Ausziehkörper

5.6 Spaltbruchwiderstand und Verbundversagensart bei realen Randbedingungen

Um vom verwendeten Ausziehkörper auf realistische Randbedingungen zu schließen, werden die Faktoren f_{PO} und f_ε gleich 1,0 gesetzt. Dies bedeutet zum einen, dass keine Erhöhung des Spaltbruchwiderstands durch eine verbundfreie Vor- und Nachlänge mehr vorliegt und zum anderen, dass über die Verbundlänge eine konstante Querkzugspannung herrscht. Weiterhin muss der Winkel $\alpha_{m,sp}$ angepasst werden, da dieser im Ausziehversuch aufgrund der höheren Verbundspannung τ_{sp} größer als ohne verbundfreie Vorlänge ausfällt. Den schematischen Ablauf hierfür zeigt Bild 5.21. Für die reduzierte Verbundspannung $\tau_{sp,red} = \tau_{sp}/f_{PO}$ wird aus der experimentellen Verbundspannungs-Schlupf-Kurve, die für jeden Versuch zur Verfügung steht, der zugehörige Schlupfwert $s_{0,sp,red}$ ermittelt und für diesen über den Winkel $\alpha_{u,sp,red}$ am belasteten Stabende der mittlere Winkel $\alpha_{m,sp,red}$ mittels Gl. (5.44) und den Parametern nach Tabelle 5.4 bestimmt. Der Unterschied zwischen der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, τ_{max} und $\alpha_{m,max}$ im Ausziehkörper und unter realen Randbedingungen ohne verbundfreie Vor- und Nachlänge wird als vernachlässigbar eingeschätzt.

$$\alpha_{u,sp,red} = \alpha_{u,max} \cdot \left(\frac{s_{0,sp,red}}{s_{0,max}} \right)^b \rightarrow \tan(\alpha_{m,sp,red}) = f_{lb} \cdot \tan(\alpha_{u,sp,red}) \quad (5.44)$$

mit $\alpha_{u,max}$; b und f_{lb} nach Tabelle 5.4

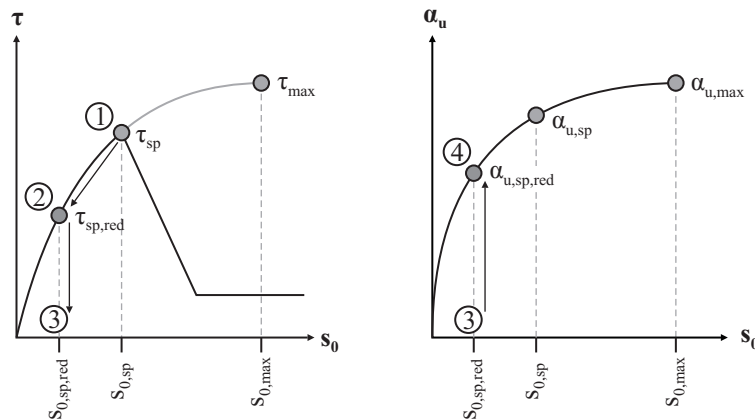


Bild 5.21: Bestimmung der Verbundspannung $\tau_{sp,red}$ und des Winkels $\alpha_{m,sp,red}$

Aus Bild 5.22 geht hervor, dass der Winkel $\alpha_{m,sp,red}$ wesentlich kleiner als $\alpha_{m,sp}$ ausfällt und der Stabdurchmesser bzw. die Betondeckung einen vernachlässigbaren Einfluss auf diesen hat. Werden alle Versuchsergebnisse zusammengefasst, ergibt sich die folgende Abhängigkeit zwischen $\alpha_{m,sp,red}$ und dem Querkzugniveau.

$$\frac{\alpha_{m,sp,red}}{\alpha_{m,max}} = 0,69 - 0,11 \cdot \frac{\sigma_{t,m}}{\sigma_{t,m,max}} \quad (5.45)$$

Damit lässt sich der maximale Verbundwiderstand bei Spaltbruchversagen mittels Gl. (5.46) berechnen. Für die Berechnung werden für τ_{max} und $\sigma_{t,m,max}$ die Parameter nach Tabelle 5.5 eingesetzt, um eine direkte Vergleichbarkeit mit den durchgeführten Versuchen zu ermöglichen.

$$\tau_{sp} = \frac{p_i}{\tan \alpha} = \frac{\sigma_{t,m,max} - \sigma_{t,m}}{\tan(\alpha_{m,sp,red})} \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s} \quad (5.46)$$

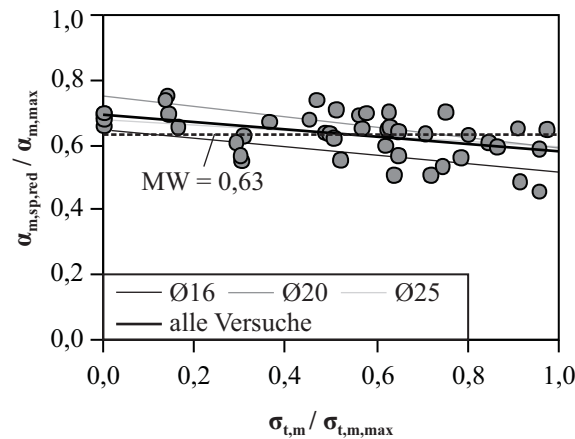


Bild 5.22: Winkel $\alpha_{m,sp,red}$ in Abhängigkeit des Querschnittsniveaus

Der Wechsel im Verbundversagensmodus ergibt sich damit für bezogene Betondeckungen nach Gl. (5.47).

$$\frac{c}{d_s} = \frac{\tau_{max} \cdot \tan(\alpha_{m,sp,red})}{2 \cdot (\sigma_{t,m,max} - \sigma_{t,m})} \quad (5.47)$$

Der Vergleich zwischen Bild 5.20 und 5.23 zeigt, dass bei dem verwendeten Versuchskörper mit verbundfreier Vor- und Nachlänge bei deutlich kleineren Betondeckungen bereits ein Ausziehversagen eintritt als ohne. Dieser Effekt nimmt mit steigendem Querschnittsniveau zu.

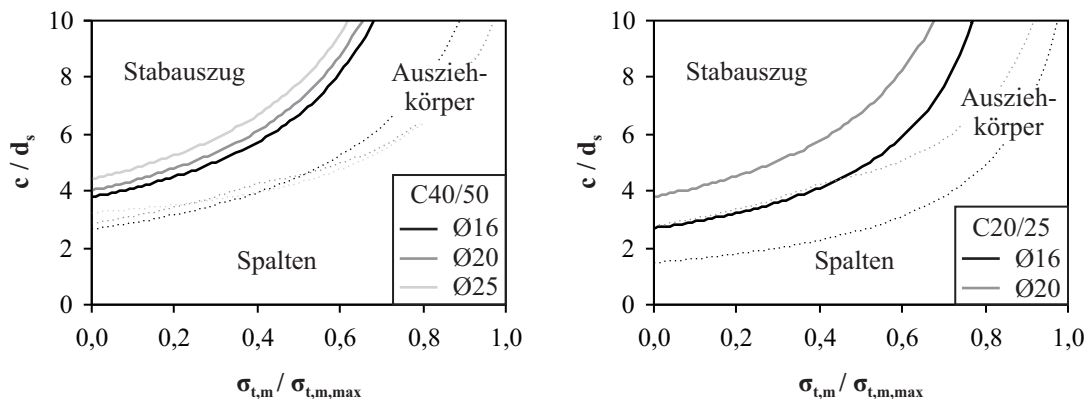


Bild 5.23: Vergleich des Versagenskriteriums der Ausziehkörper und für reale Randbedingungen

In Tabelle 5.6 sind die berechneten minimalen Betondeckungen für ein Ausziehversagen ohne Querschnittsbelastung nach Gl. (5.40) und (5.47) gegenübergestellt. Im Mittel ist unter realen Randbedingungen eine um 40 % größere Betondeckung notwendig, um ein Spaltbruchversagen zu verhindern.

Tabelle 5.6: Minimale bezogene Betondeckungen c/d_s für ein Ausziehversagen ohne Querschnittsbelastung

Beton	Ø	Versuchskörper Gl. (5.40)	Reale Randbedingungen Gl. (5.47)	Vergrößerungsfaktor Gl. (5.47) / Gl. (5.40)
C40/50	16	2,65	3,78	1,43
	20	2,86	4,02	1,41
	25	3,25	4,42	1,36
C20/25	16	1,48	2,69	1,82
	20	2,77	3,79	1,37

In Anbetracht dessen, dass das Quersugniveau den Winkel $\alpha_{m,sp,red}$ nur geringfügig beeinflusst, kann dieser mit ausreichender Genauigkeit vereinfachend auch konstant angenommen werden (Bild 5.22).

$$\alpha_{m,sp,red} = 0,63 \cdot \alpha_{m,max} \quad (5.48)$$

Aus dem für die Versuche mit Ausziehversagen abgeleiteten Mittelwert $\alpha_{m,max} = 57^\circ$ ergibt sich dieser zu $\alpha_{m,sp,red} \approx 35^\circ$ und entspricht damit dem ebenfalls von VAN DER VEEN [151] gewählten Winkel für Betondeckungen $c/d_s \geq 2$.

Wird anstelle der maximalen Quersugtragfähigkeit $\sigma_{t,m,max}$ der Probekörper die Betonzugfestigkeit f_{ctm} eingesetzt, ergibt sich der maximale Verbundwiderstand bei Spaltbruchversagen gemäß Gl. (5.49).

$$\tau_{sp} = \frac{p_i}{\tan(\alpha_{m,sp,red})} = \frac{f_{ctm} - \sigma_{t,m}}{\tan(35^\circ)} \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s} \quad (5.49)$$

Zur Bestimmung der mittleren Quersugspannung $\sigma_{t,m}$ aus der Quersugkraft Z sollte die Nettoquerschnittsfläche verwendet werden, da sich sonst ein zu niedriges Quersugniveau ergibt.

$$\sigma_{t,m} = \frac{Z}{A_{c,netto}} \quad (5.50)$$

Die maximale Verbundspannung τ_{max} bei Stabauszug in Gl. (5.47) kann über die aus den Versuchsdaten abgeleitete Abhängigkeit nach Gl. (5.5) ausgedrückt werden, so dass sich die bezogene Betondeckung für den Verbundversagenswechsel mittels Gl. (5.51) berechnen lässt.

$$\frac{c}{d_s} = \frac{3,2 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \tan(35^\circ)}{2 \cdot (f_{ctm} - \sigma_{t,m})} \quad (5.51)$$

Die nach Gl. (5.51) bestimmten Betondeckungen in Tabelle 5.7 fallen im Vergleich zu den Versuchswerten nach Gl. (5.47) etwas geringer aus. Dies liegt in den unterschiedlichen Ansätzen für die Betonzugfestigkeit begründet. Nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] berechnet sich die mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} in Abhängigkeit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} zu

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.52)$$

In den eigenen Ausziehversuchen ergibt sich mit

$$\sigma_{t,m,max} = 0,24 \cdot (f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 0,24 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.53)$$

eine etwas geringere Zugfestigkeit $\sigma_{t,m,max}$ als nach Gl. (5.52), woraus größere Betondeckungen resultieren. Auf die Berücksichtigung des Einflusses einer zweiaxialen Zugbelastung auf die Betonzugfestigkeit soll an dieser Stelle verzichtet werden. Versuchsergebnisse zeigen, dass die zu erwartende Erhöhung bzw. Abminderung der Betonzugfestigkeit stets innerhalb des Streubereichs der einaxialen Betonzugfestigkeit liegt, so dass der Einfluss auf die Berechnungsergebnisse gering ausfällt, vgl. LEMNITZER ET AL. [66]. Der Bestimmung einer realistischen einaxialen Zugfestigkeit kommt an dieser Stelle größere Bedeutung zu.

In Bild 5.24 wird deutlich, dass mit steigender Betonfestigkeitsklasse geringere Betondeckungen möglich sind, um ein Spaltbruchversagen vor dem Erreichen von τ_{max} zu vermeiden. Ohne Quersug liegt die Grenze zum Spaltbruchversagen für Normalbeton bei $c/d_s = 2,1 \dots 2,7$. Dies stimmt gut mit dem Grenzwert von $c/d_s = 2,5$ überein, der in der Literatur für Dehnkörperversuche mit realen Einbettungslängen von ABRISHAMI & MITCHELL [3] und ELIGEHAUSEN ET AL. [36] angegeben wurde, vgl. Abschnitt 2.3.4.1. Tritt eine

Querzugbeanspruchung auf, müssen ab einem Querzugniveau von 0,7 weit größere als in DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] festgelegte Betondeckungen eingehalten werden, um ein Spaltbruchversagen zu verhindern (Bild 5.24 und Tabelle 5.7).

Tabelle 5.7: Minimale bezogene Betondeckungen für ein Ausziehversagen unter Querzugbelastung

Beton	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	C45/55	C50/60
f_{cm}	28	33	38	48	53	58
f_{ctm} nach Gl. (5.52)	2,21	2,56	2,90	3,51	3,80	4,07
τ_{max} nach Gl. (5.5)	16,93	18,38	19,73	22,17	23,30	24,37
$\sigma_{t,m}/f_{ctm}$	c/d_s					
0,00	2,68	2,51	2,38	2,21	2,15	2,10
0,25	3,58	3,35	3,18	2,95	2,87	2,79
0,50	5,36	5,02	4,77	4,42	4,30	4,19
0,75	10,73	10,04	9,54	8,85	8,60	8,38

Für reale Randbedingungen, d. h. eine kontinuierliche Einbettung des Stabes und eine konstante Querzugbelastung, ist es nun möglich mittels Gl. (5.49) den Verbundwiderstand bei Spaltbruchversagen τ_{sp} zu ermitteln. Der zu τ_{sp} gehörige Schlupfwert $s_{0,sp}$ ergibt sich aus Gl. (5.10). Ist τ_{sp} größer als τ_{max} nach Gl. (5.5), kann mit einem Ausziehversagen des Stabes bzw. mit einem Spaltbruchversagen, welches erst nach dem Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit eintritt, gerechnet werden. Anhand Gl. (5.51) kann die minimale Betondeckung bestimmt werden, die notwendig ist, um Spalttrisse entlang des Bewehrungsstabes zu vermeiden. Alle angegebenen Beziehungen des Abschnitts 5.4 gelten für die im Versuch vorhandene kurze Verbundlänge von $2d_s$.

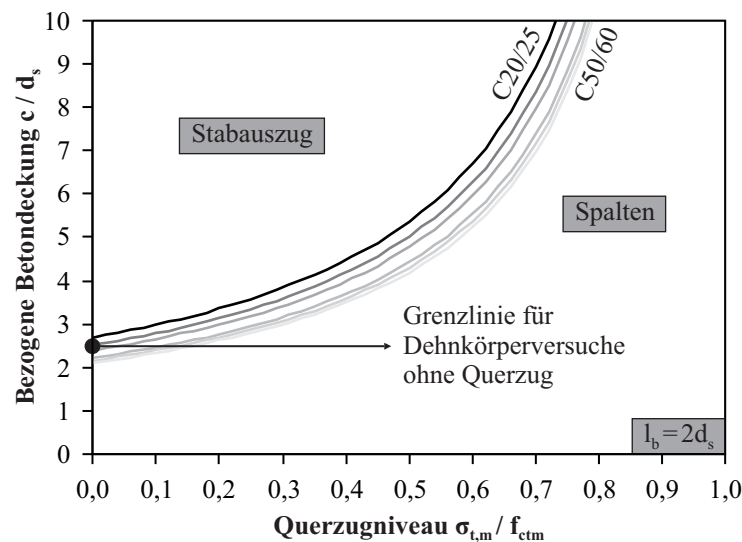


Bild 5.24: Grenzlinien für die Verbundversagensart nach DIN EN 1992-1-1 [26]

6 Übertragbarkeit auf lange Verbundlängen

6.1 Einfluss der Verbundlänge im Ausziehversuch

Das in Kapitel 5 vorgestellte Verbundmodell basiert auf Ergebnissen an Ausziehversuchen mit kurzen Verbundlängen $\leq 5d_s$, für die annähernd von einer konstanten Verbundspannungsverteilung ausgegangen werden kann. Wie in Abschnitt 2.2.5 und 4.9 gezeigt wurde, steigert sich im Ausziehversuch mit zunehmender Verbundlänge die maximale Ausziehkraft, während die über die gesamte Verbundlänge gemittelte maximale Verbundspannung abnimmt. Ursache hierfür ist die mit zunehmender Verbundlänge ungleichmäßigere Verteilung der Verbundspannungen entlang des Stabes.

Über die Abhängigkeit zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{max} bei einem Ausziehversagen und der Verbundlänge liegen für Rippenstahl einige Versuchsergebnisse aus der Literatur vor, die jedoch bisher nicht systematisch ausgewertet wurden. Die Betrachtung des zugehörigen Schlupfwertes $s_{0,max}$ am unbelasteten Stabende entfiel vollständig. Es wird daher im folgenden ein Datensatz erstellt, der bereits vorhandene, geeignete Ergebnisse aus der Literatur aus Abschnitt 2.2.5 sowie die eigenen Versuchsergebnisse umfasst, um die offenen Fragen zu klären. Es werden dabei nur Ausziehversuche an Rippenstahl und Normalbetonen herangezogen, bei denen ein Stabauszug als Verbundversagen auftrat. Dies sind im Einzelnen die Versuche von HAWKINS ET AL. [48], HUANG ET AL. [53], IDDA [54], MATHEY & WATSTEIN [88], MÜLLER & EISENBIEGLER [90], SOLOMOS & BERRA [139] und die eigenen Versuche zum Einfluss der Verbundlänge aus Abschnitt 4.9.

Um eine Vergleichbarkeit zwischen den einzelnen Forschungsarbeiten herzustellen, müssen die im Versuch streuenden Parameter betrachtet werden. Als wichtigste den Verbund beeinflussende Größen werden hier die Betonfestigkeit und die bezogene Rippenfläche berücksichtigt. Etwaige Abweichungen in der Geometrie der Ausziehkörper werden als vernachlässigbar eingeschätzt, da es sich um ein Verbundversagen infolge Stabauszug handelt, welches durch das Abscheren des Betons vor den Rippen verursacht wird und immer dann eintritt, wenn durch den Probekörper eine ausreichende Umschnürung des Stabes mittels einer Betondeckung oder einer Querbewehrung gewährleistet ist.

Die Umrechnung erfolgt für alle maximalen Verbundspannungen τ_{max} und die zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ des Datensatzes auf eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} = 30 \text{ N/mm}^2$ über die in Abschnitt 5.2 ermittelten Exponenten $k_1 = 1/2$ bzw. $k_2 = -1/3$ nach Gl. (6.1) und Gl. (6.2). Je nach gültiger Norm wurden im Rahmen der verschiedenen Forschungsvorhaben landesspezifische Standardprüfkörper, d. h. Würfel oder Zylinder unterschiedlicher Größe, zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit herangezogen. Notwendige Umrechnungsfaktoren finden sich für Würfelldruckfestigkeiten bei FINGERLOOS [41] sowie für Zylinderdruckfestigkeiten bei THIENEL [149].

$$\tau_{max,30} = \tau_{max} \cdot \left(\frac{30 \text{ N/mm}^2}{f_{cm}} \right)^{1/2} \quad (6.1)$$

$$s_{0,max,30} = s_{0,max} \cdot \left(\frac{30 \text{ N/mm}^2}{f_{cm}} \right)^{-1/3} \quad (6.2)$$

Wie in Abschnitt 5.2 gezeigt wurde, ist es notwendig, den Schlupf $s_{0,max}$ auch bezüglich des in den Einzelversuchen vorhandenen f_R - Wertes zu korrigieren. Als Bezugsgröße wird der Mindestwert von $f_R = 0,056$ nach DIN 488-2 [23] gewählt, d. h. alle Schlupfwerte werden auf diesen Wert mittels Gl. (6.3) umgerechnet.

$$s_{0,max,30/0,056} = s_{0,max,30} \cdot \left(\frac{0,056}{f_R} \right)^{-3/4} \quad (6.3)$$

In Bild 6.1 ist der maximale Verbundwiderstand in Form von $\tau_{max,30}$ und $s_{0,max,30/0,056}$ der Versuche mit Querbewehrung in Abhängigkeit der bezogenen Verbundlänge l_b/d_s dargestellt. Hier sind bei Erreichen des Verbundspannungsmaximums bereits Spaltrisse vorhanden, deren Aufweitung durch die Querbewehrung kontrolliert wird. Die untersuchten Verbundlängen reichen bei den Verbundspannungen bis $21d_s$ und bei den Schlupfwerten bis $10d_s$, da bei IDDA [54] und MATHEY & WATSTEIN [88] keine Schlupfwerte $s_{0,max}$ angegeben wurden. Trotz der verschiedenen Probekörperformen weisen die umgerechneten Verbundspannungen nur eine geringe Streuung auf. Für die Schlupfwerte fällt die Streuung erwartungsgemäß größer aus. Mit steigender Verbundlänge ist in jedem Fall ein Abfall der maximalen Verbundspannungen und zugehörigen Schlupfwerte zu verzeichnen.

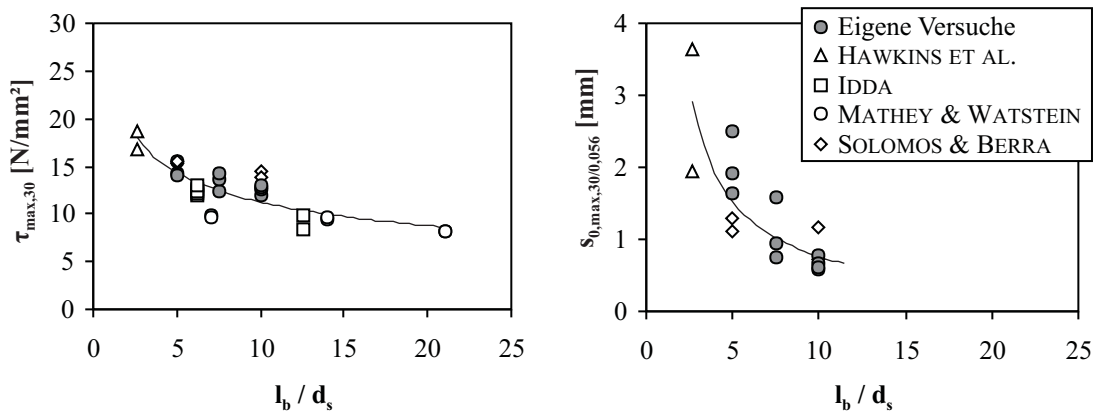


Bild 6.1: Einfluss der Verbundlänge bei Ausziehkörpern mit Querbewehrung (Daten entnommen aus HAWKINS ET AL. [48], HUANG ET AL. [53], IDDA [54], MATHEY & WATSTEIN [88], MÜLLER & EISENBIEGLER [90] und SOLOMOS & BERRA [139] und eigene Versuchsergebnisse)

Wird ein Ausziehkörper ohne Querbewehrung ausgeführt, kann bei mittleren Betondeckungen ein Ausziehversagen nur für kürzere Verbundlängen realisiert werden. Hier liegen zum Einfluss der Verbundlänge nur wenige Versuchsergebnisse vor, die hauptsächlich im Bereich $l_b \leq 5d_s$ zu finden sind (Bild 6.2). Lediglich zwei Einzelversuche von HUANG ET AL. [53] wiesen größere Verbundlängen auf. Die Verbundspannungen $\tau_{max,30}$ zeigen ebenfalls einen abfallenden Verlauf mit steigender Verbundlänge, wobei dieser etwas stärker ausfällt als bei den Versuchen mit Querbewehrung. Dies lässt vermuten, dass die vorhandenen Spaltrisse die Verbundspannungsverteilung entlang des Stabes beeinflussen, was sich in der gemittelten Verbundspannung widerspiegelt.

Für die Schlupfwerte $s_{0,max}$ können nur die eigenen Versuchsergebnisse betrachtet werden, da HUANG ET AL. [53] nur den Schlupf am belasteten Stabende angeben und bei MÜLLER & EISENBIEGLER [90] kein f_R - Wert zur Verfügung steht. Hier ergeben sich für die beiden geprüften Verbundlängen von $2d_s$ und $5d_s$ keine signifikanten Unterschiede für den Schlupf am unbelasteten Stabende.

Die Versuchsergebnisse für beide Ausziehkörpertypen zeigt Bild 6.3. Hinsichtlich der Verbundspannungen wird der etwas größere Abfall bei den Ausziehkörpern ohne Querbewehrung ersichtlich. Hierbei ist jedoch immer die geringe Anzahl an Versuchsergebnissen zu berücksichtigen, die hinter dieser Aussage steht.

Zum Vergleich sind die maximalen Verbundspannungen nach Gl. (5.3) und Gl. (5.4) sowie der Schlupf $s_{0,max}$ nach Gl. (5.9) ebenfalls eingezeichnet, die in Abschnitt 5.2 an kurzen Verbundlängen mit einem völlig

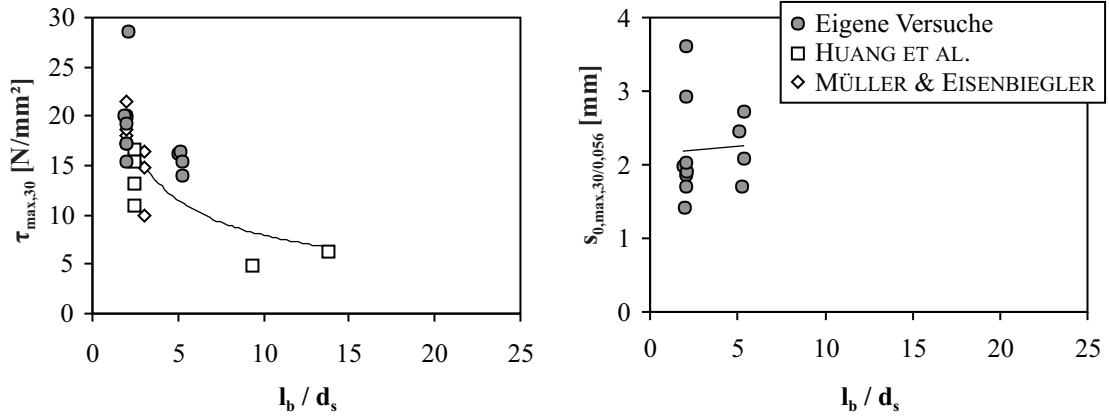


Bild 6.2: Einfluss der Verbundlänge bei Ausziehkörpern ohne Querbewehrung (Daten entnommen aus HUANG ET AL. [53] und MÜLLER & EISENBIEGLER [90] und eigene Versuchsergebnisse)

anderen Datensatz ermittelt wurden. Es zeigt sich in beiden Fällen eine sehr gute Übereinstimmung, was die Gültigkeit der in Abschnitt 5.2 aufgestellten Beziehungen zwischen τ_{max} , $s_{0,max}$, f_c und f_R untermauert.

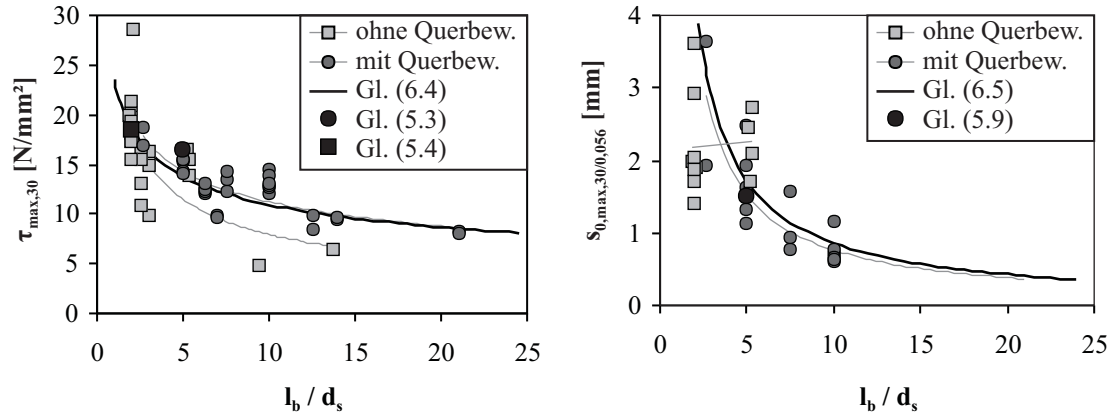


Bild 6.3: Vergleich der Versuchsergebnisse der Ausziehkörper mit und ohne Querbewehrung

Für eine allgemeingültige Formulierung werden die Datensätze der beiden Ausziehkörpertypen zusammengefasst, um auf eine größere Datenmenge zurückgreifen zu können. Es ergeben sich die folgenden beiden Gleichungen, um den Abfall der mittleren maximalen Verbundspannungen τ_{max} und der zugehörigen Schlupfwerte $s_{0,max}$ am unbelasteten Stabende mit zunehmender Verbundlänge zu beschreiben. Sie gelten für eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} = 30 \text{ N/mm}^2$ und eine bezogene Rippenfläche von $f_R = 0,056$.

$$\tau_{max,30} = 23,6 \text{ N/mm}^2 \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1/3} \quad (6.4)$$

$$s_{0,max,30/0,056} = 8,6 \text{ mm} \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1} \quad (6.5)$$

Für den Schlupf ist eine deutlich stärkere Abnahme als für die Verbundspannungen zu verzeichnen. Für einen im Verbund liegenden Betonstahl im Ausziehversuch kann als Belastungsgrenze der Fließbeginn am belasteten Stabende angesetzt werden. Ab einem bestimmten Grenzwert l_b/d_s dürfte unter dieser Randbedingung dann kein Schlupf $s_{0,max}$ am freien Stabende mehr auftreten. Bei BIGAJ [12] trat dieser Fall bei Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $50d_s$ auf. SHIMA ET AL. [135] prüften Stäbe mit unterschiedlichen Fließgrenzen von 350 N/mm^2 bis 820 N/mm^2 und konnten für Verbundlängen von $30d_s$ bis $40d_s$ keinen Schlupf s_0 bei Fließbeginn mehr feststellen.

Mit Gl. (6.4) und Gl. (6.5) ist es möglich, die maximalen Verbundspannungen und Schlupfwerte für verschiedene Verbundlängen zu berechnen. Die Umrechnung auf eine andere Druckfestigkeit oder bezogene Rippenfläche kann durch Umstellen von Gl. (6.1), Gl. (6.2) und Gl. (6.3) erfolgen. Dabei wird angenommen, dass für jeweils gleiche Betonfestigkeiten bzw. bezogene Rippenflächen ein gleichstarker Abfall der Werte τ_{max} und $s_{0,max}$ mit steigender Verbundlänge vorliegt, was anhand des verwendeten Datensatzes jedoch nicht explizit überprüft werden kann.

Da gemäß RILEM [118] Ausziehkörper häufig mit einer Verbundlänge von $5d_s$ ausgebildet werden, ist es sinnvoll, Gl. (6.4) und Gl. (6.5) bezogen auf diese Verbundlänge im Ausziehversuch anzugeben. Somit wird ebenfalls eine Unabhängigkeit zu den Parametern f_{cm} und f_R geschaffen. Mit den Gl. (6.6) und Gl. (6.7) können somit die anhand von genormten Ausziehversuchen mit einer kurzen Verbundlänge $l_{b,0}$ gewonnenen Verbundkennwerte $\tau_{max,0}$ und $s_{0,max,0}$ für ein Ausziehversagen auch auf andere Verbundlängen umgerechnet werden (Bild 6.4).

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{max,0}} = a_0 \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1/3} \quad \text{für } l_b \geq 2d_s \quad \text{mit } a_0 = \left(\frac{d_s}{l_{b,0}} \right)^{-1/3} \quad (6.6)$$

$$\frac{s_{0,max}}{s_{0,max,0}} = b_0 \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1} \quad \text{für } l_b \geq 5d_s \quad \text{mit } b_0 = \left(\frac{d_s}{l_{b,0}} \right)^{-1} \quad (6.7)$$

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, kann bei den Verbundspannungen für Verbundlängen $\leq 2d_s$ und bei den Schlupfwerten für Verbundlängen $\leq 5d_s$ von einer Unabhängigkeit der Verbundlänge ausgegangen werden (Bild 6.4). Wird vorausgesetzt, dass der Stabdurchmesser keinen signifikanten Einfluss auf das Verbundverhalten ausübt, können im Ausziehversuch mit der Verbundlänge $l_{b,0}$ und bei der zu berechnenden langen Verbundlänge l_b unterschiedliche Stabdurchmesser zugrunde liegen. Voraussetzung für die Gültigkeit von Gl. (6.6) und Gl. (6.7) ist jedoch die gleiche bezogene Rippenfläche f_R und Betonfestigkeit f_{cm} .

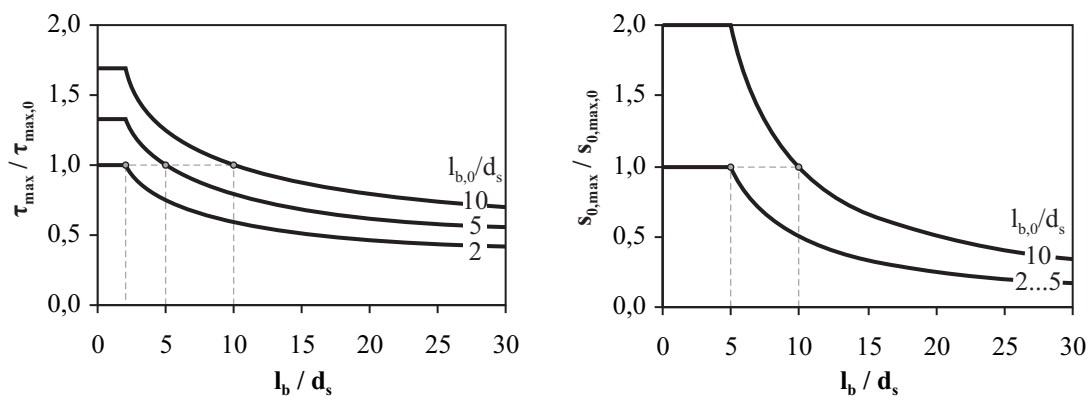


Bild 6.4: Umrechnung der Verbundspannung $\tau_{max,0}$ und des Schlupfs $s_{0,max,0}$ einer Verbundlänge $l_{b,0}$ in beliebige Verbundlängen l_b

In Tabelle 6.1 werden neben den Umrechnungsfaktoren für die genormte Verbundlänge von $5d_s$ auch die Faktoren für übliche Verbundlängen bis $10d_s$ angegeben.

Tabelle 6.1: Umrechnungsfaktoren für Gl. (6.6) und Gl. (6.7)

	Bezogene Verbundlänge im Versuch $l_{b,0}/d_s$								
	≤ 2	3	4	5	6	7	8	9	10
a_0	1,26	1,44	1,59	1,71	1,82	1,91	2,00	2,08	2,15
b_0	5,00	5,00	5,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00

Anhand der eigenen durchgeführten Versuche zum Einfluss der Verbundlänge konnte in Abschnitt 4.9.3 gezeigt werden, dass die Umrechnung mittels Gl. (6.6) auf den gesamten ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung angewendet werden kann, sofern als Vergleichsbasis nicht der absolute Schlupf s_0 , sondern der normierte Schlupf $s_0/s_{0,max}$ gewählt wird (siehe auch Bild 4.33b). Damit kann Gl. (6.6) in allgemeingültiger Form für alle Verbundspannungen $\tau(s)$ im ansteigenden Ast formuliert werden.

$$\frac{\tau(s_0^*)}{\tau_0(s_0^*)} = a_0 \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1/3} \quad \text{für } l_b \geq 2d_s \quad \text{mit } a_0 = \left(\frac{d_s}{l_{b,0}} \right)^{-1/3} \quad \text{und } s_0^* = \frac{s_0}{s_{0,max}} \quad (6.8)$$

Die gefundenen Zusammenhänge sind zunächst nur auf die im Rahmen des Datensatzes zugrunde liegenden Betondruckfestigkeiten von 25 N/mm² bis 45 N/mm² und bezogenen Rippenflächen $\leq 0,093$ anwendbar. Die Versuchsergebnisse von HUANG ET AL. [53] (siehe Bild 2.16b) lassen vermuten, dass die Übertragbarkeit auf hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone nicht ohne weiteres möglich ist und sich hier eine Verifizierung mit entsprechenden Versuchsdaten empfiehlt.

6.2 Einleitungslänge in Abhängigkeit der mittleren Verbundspannung

Da die Umrechnung nach Gl. (6.6) auf alle Verbundspannungen bis zum Erreichen von τ_{max} anwendbar ist, kann mittels der vorgestellten Beziehungen für jede Verbundlänge die mittlere Verbundspannung τ_m in Abhängigkeit der Verschiebung des lastfreien Stabendes s_0 bestimmt werden. Die Höhe der Verbundspannung τ_m ist demnach unmittelbar an eine bestimmte Verformung geknüpft. Die mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit des Schlupfes s_0 am unbelasteten Stabende ergibt sich analog des Verbundgesetzes nach Gl. (5.10) und mit den Parametern aus Tabelle 5.3.

$$\tau_m(s_0) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s_0}{s_1} \right)^\alpha = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s_0}{0,6 \cdot s_{0,max}} \right)^\alpha \quad (6.9)$$

Wird der Einfluss der Verbundlänge auf den maximalen Verbundwiderstand gemäß Gl. (6.6) und (6.7) berücksichtigt, ergeben sich Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die ebenfalls von der Verbundlänge abhängig sind. Hierbei repräsentieren $\tau_{max,0}$ und $s_{0,max,0}$ die Verbundkennwerte, die entweder im Ausziehversuch mit einer kurzen Verbundlänge $l_{b,0}$ experimentell oder nach Gl. (5.3) oder Gl. (5.4) und Gl. (5.9) ermittelt wurden. Die Faktoren a_0 und b_0 ergeben sich in Abhängigkeit der kurzen Verbundlänge $l_{b,0}$ (siehe Tabelle 6.1).

$$\tau_m(s_0, l_b) = a_0 \cdot \tau_{max,0} \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1/3} \cdot \left(\frac{s_0}{0,6 \cdot b_0 \cdot s_{0,max,0} \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{-1}} \right)^\alpha \quad (6.10)$$

Die zu verankernde Kraft F_s am belasteten Stabende ergibt sich mit der mittleren Verbundspannung τ_m für die Verbundlänge l_b nach Gl. (6.10).

$$F_s = \tau_m(s_0, l_b) \cdot \pi \cdot d_s \cdot l_b = a_0 \cdot \tau_{max,0} \cdot \left(\frac{s_0}{0,6 \cdot b_0 \cdot s_{0,max,0}} \right)^\alpha \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{l_b}{d_s} \right)^\alpha \quad (6.11)$$

Ist die zulässige Verschiebung s_0 des unbelasteten Stabendes bekannt, können die Faktoren vor der Variablen l_b/d_s zu einem Vorfaktor β zusammengefasst werden, so dass sich die Gleichung vereinfacht.

$$F_s = \beta \cdot \left(\frac{l_b}{d_s}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{l_b}{d_s}\right)^\alpha \quad \text{mit} \quad \beta = a_0 \cdot \tau_{max,0} \cdot \left(\frac{s_0}{0,6 \cdot b_0 \cdot s_{0,max,0}}\right)^\alpha \cdot \pi \cdot d_s^2 \quad (6.12)$$

Das Umstellen nach der Verbundlänge l_b , die zur Verankerung der Kraft F_s notwendig ist, ergibt

$$l_b = d_s \cdot \left(\frac{F_s^3}{\beta^3}\right)^{\left(\frac{1}{(3\alpha+2)}\right)} \quad (6.13)$$

6.3 Berechnung von Verankerungslängen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.3.1 Verformungskriterium

Mit Gl. (6.13) wurden die Voraussetzungen zur Berechnung einer Verankerungslänge bereits geschaffen. Besondere Bedeutung kommt nun der Wahl einer zulässigen Stabendverschiebung s_0 zu, die zur Berechnung der Verankerungslänge einer bestimmten Stabkraft F_s nach Gl. (6.13) benötigt wird. In Abschnitt 2.6 wurden bereits einige in der Literatur verwendeten Verformungskriterien aufgeführt und sollen an dieser Stelle noch einmal zusammengefasst werden. Diese beziehen sich sowohl auf das unbelastete als auch auf das belastete Stabende. Die Wahl der genannten Verformungskriterien ist dabei nicht immer nachvollziehbar und begründet.

- BONZEL ET AL. [14]: Die zulässige Verschiebung des *unbelasteten* Stabendes beträgt $s_0 = 0,1$ mm unter 1,75-facher Gebrauchslast.
- IDDA [54]: Die zulässige Verschiebung des *unbelasteten* Stabendes beträgt $s_0 = 0,1$ mm beim Erreichen der Stahlfließgrenze am belasteten Stabende.
- LEONHARDT [70]: Die mittlere Verbundspannung über die Verankerungslänge entspricht der Verbundspannung bei $s_0 = 0,1$ mm im Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $10d_s$.
- MARTIN [83]: Die zulässige Verschiebung des *belasteten* Stabendes entspricht 75 % des Schlupfes am *unbelasteten* Stabende bei Spaltbruchversagen im Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $7d_s$ und $10d_s$.
- MODEL CODE 1990 [16]: Für mechanische Verankerungen beträgt die zulässige Verschiebung des *belasteten* Stabendes $s_u = 0,1$ mm bei 70 % der Maximallast.

6.3.2 Berechnungsgrundlagen

Um zur Berechnung der Verankerungslänge ein Kriterium für die zulässige Stabendverschiebung s_0 zu bestimmen, werden Versuche aus der Literatur herangezogen, bei denen der Stahldehnungsverlauf von Rippenstählen entlang des Stabes unter steigender Belastung F_s aufgezeichnet wurde. Die Auswahl der Versuche beschränkt sich auf solche, bei denen eine ausreichende Verbundlänge vorhanden ist, um die anliegende Stabkraft zu verankern und die Ausziehkräfte am belasteten Stabende unterhalb der Stahlfließgrenze liegen. Weiterhin werden nur Versuche verwendet, bei denen entweder die Stabeigenschaften in Form der bezogenen Rippenfläche f_R sowie die Betonfestigkeit bekannt sind oder die Verbundeigenschaften separat in Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge bestimmt wurden. Im einzelnen konnten für die nachfolgende

Auswertung der Dehnkörperversuche mit Einzelriss von KURZ [64] und TUE [150] sowie die Ausziehversuche von SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132] und SHIMA ET AL. [136] herangezogen werden, von denen letztere bereits in Abschnitt 2.5 betrachtet wurden.

Exemplarisch soll das Vorgehen zur Bestimmung von s_0 an den Versuchen von KURZ [64] erläutert werden. Hier steht aus Ausziehversuchen mit einer kurzen Verbundlänge von $2d_s$ eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zur Verfügung (Bild 6.5a), aus der die Verbundkennwerte $\tau_{max,0}$ und $s_{0,max,0}$ abgelesen werden können (Bild 6.5a). Zu Vergleichszwecken werden diese mittels Gl. (6.6) und (6.7) auf eine Verbundlänge von $5d_s$ umgerechnet. Für die Dehnkörperversuche mit einer langen Verbundlänge und einem Einzelriss ist der Stahldehnungsverlauf in Abhängigkeit der Zugbelastung bekannt (Bild 6.5b). Der Schlupf im Versuch ergibt sich gemäß Gl. (2.44) durch das Aufsummieren der Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton, wobei die Betondehnung vernachlässigt wird.

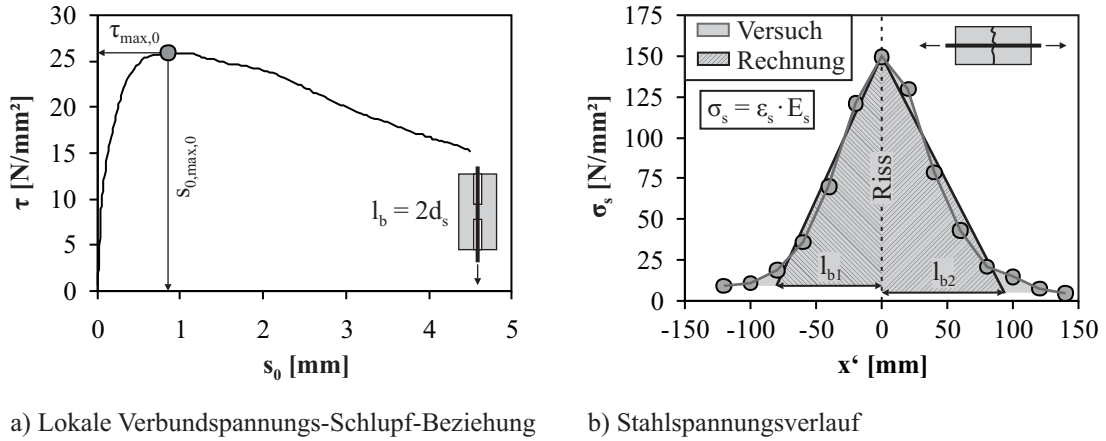


Bild 6.5: Bestimmung des Schlupfkriteriums am Beispiel der Versuchsergebnisse von KURZ [64]

Im Berechnungsmodell wird eine konstante mittlere Verbundspannung τ_m über die gesamte Verbundlänge angesetzt, so dass sich rechnerisch ein linearer Stahlspannungs- bzw. Stahldehnungsverlauf ergibt. Dieser stellt im Vergleich zur Realität eine Vereinfachung dar (Bild 6.5b).

$$\text{Belastetes Stabende: } \sigma_s(x') = \sigma_{s,u} - \frac{4 \cdot \tau_m \cdot (l_b - x')}{d_s} \quad \text{mit} \quad \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (6.14)$$

$$\text{Unbelastetes Stabende: } \sigma_s(x) = \sigma_{s,0} + \frac{4 \cdot \tau_m \cdot x}{d_s} \quad \text{mit} \quad \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (6.15)$$

Durch die Integration des Stahldehnungsverlaufs folgt unter Vernachlässigung der Betondehnung der Schlupfverlauf.

$$\text{Belastetes Stabende: } s(x') = s_u - \frac{2 \cdot \tau_m \cdot (l_b - x')^2}{E_s \cdot d_s} \quad (6.16)$$

$$\text{Unbelastetes Stabende: } s(x) = s_0 + \frac{2 \cdot \tau_m \cdot x^2}{E_s \cdot d_s} \quad (6.17)$$

Im Versuch ist am unbelasteten Stabende bei einer vollen Verankerung der Stabkraft kein Schlupf s_0 mehr zu verzeichnen. Aufgrund des gewählten Verbundgesetzes nach Gl. (5.10) muss die Stabendverschiebung $s_0 > 0$ sein, um eine Verbundspannung $\tau_m > 0$ zu erhalten. Die rechnerische Verankerungslänge l_b wird so gewählt, dass sich für die über die Verankerungslänge aufsummierten Stahldehnungen am Riss der gleiche Betrag wie im Versuch ergibt. Sind die Flächen unter dem experimentellen und rechnerischen Stahldehnungsverlauf gleich groß, entspricht das einem gleichgroßen Schlupf am belasteten Stabende. Für die Berechnung ergibt sich der zur Verbundlänge l_b gehörige Schlupf s_0 aus Gl. (6.13).

Durch die Annahme einer konstanten mittleren Verbundspannung und damit eines linearen Stahlspannungsverlaufs ergeben sich bei der Berechnung etwas kürzere Verankerungslängen (siehe Bild 6.5b), die auch in der Realität einen Schlupf s_0 am unbelasteten Stabende zur Folge haben. Es kann nicht automatisch davon ausgegangen werden, dass dieser und der zur Berechnung von τ_m bzw. l_b angesetzte Schlupf s_0 genau gleich groß sind. Es wird jedoch angenommen, dass diese beiden Werte in der gleichen Größenordnung liegen.

Bei den Versuchen von SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132] erfolgt dieses Vorgehen analog. Für die Versuche von SHIMA ET AL. [136] und TUE [150] werden im ersten Schritt aus den angegebenen Betonfestigkeiten und f_R -Werten die Verbundkennwerte $\tau_{max,0}$ und $s_{0,max,0}$ für eine Verbundlänge von $5d_s$ berechnet. Im zweiten Schritt erfolgt auf Grundlage dieser Werte die Bestimmung der Verankerungslänge und des zugehörigen Schlupfwertes s_0 analog dem beschriebenen Vorgehen. Von SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132] können insgesamt zwei Versuche mit drei und vier Laststufen, von SHIMA ET AL. [136] zwei Versuche mit jeweils zwei und vier Laststufen und von TUE [150] drei Versuche mit jeweils einer Laststufe nach diesem Verfahren ausgewertet werden. Der größte Datensatz findet sich bei KURZ [64], der insgesamt sechs Dehnkörperversuche durchführte und für jeweils fünf bis acht Laststufen im Versuch den Stahldehnungsverlauf beidseitig des Risses angab. Eine Zusammenfassung des verwendeten Datensatzes enthält Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Kriterium für die Stabendverschiebung s_0 zur Berechnung der Verankerungslänge basierend auf einem Ausziehversuch mit $l_b = 5d_s$

Quelle	Versuch	Last- stufen	f_{cm} [N/mm ²]	f_R	s_0 [mm]	$s_0 / s_{0,max,0}^*$	$s_{0,0}(\tau_m)^*$ [mm]	$s_{0,0}(\tau_m)^* / s_{0,max,0}^*$	
KURZ [64]									
	C	2×6	71	0,073	0,13	0,15	0,13	0,16	} $\cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$
	D	2×8	71	0,073	0,12	0,14	0,13	0,15	
	E	2×6	71	0,073	0,10	0,12	0,11	0,13	
	F	2×7	71	0,073	0,11	0,13	0,12	0,14	
	G	2×5	71	0,073	0,11	0,13	0,12	0,14	
	H	2×8	71	0,073	0,11	0,13	0,12	0,14	
SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132]									
	LZ3/0	3	38	0,068	0,06	0,08	0,07	0,09	
	LZ4/0	4	38	0,068	0,02	0,03	0,03	0,04	
SHIMA ET AL. [136]									
	No. 6	4	22	0,088	0,08	0,07	0,11	0,09	
	No. 3	2	22	0,088	0,10	0,08	0,11	0,10	
TUE [150]									
	5 LW1	1	51	0,076	0,06	0,06	0,07	0,07	
	9 LW 1	1	46	0,072	0,11	0,10	0,12	0,11	
	20 LW 1	1	46	0,072	0,08	0,07	0,09	0,08	
Mittelwert					0,09	0,10	0,10	0,11	$\cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$

* am Ausziehversuch mit $l_b = 5d_s$

Die mittels Gl. (6.13) berechneten Endverschiebungen s_0 für die Verankerungslängen der jeweiligen Stabkräfte sind in Bild 6.6a dargestellt. Es wird ersichtlich, dass s_0 von der Höhe der zu verankernden Kraft, ausgedrückt über das Verhältnis der Stahlspannung am belasteten Stabende $\sigma_{s,u}$ zur Stahlfließgrenze f_y , abhängig ist. Je größere Kräfte verankert werden sollen, desto höher ist die anzusetzende Stabendverschiebung und damit auch die mittlere Verbundspannung $\tau_m(s_0)$. Wird ein linearer Zusammenhang zwischen s_0 und der bezogenen Stahlspannung angenommen, ergibt sich beim Erreichen der Stahlfließgrenze $\sigma_{s,u}/f_y = 1,0$

die absolute Endverschiebung im Mittel zu $s_0 = 0,09$ mm (siehe Tabelle 6.2). Diese korrespondiert gut mit den Annahmen von BONZEL ET AL. [14] und IDDA [54], die im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einer Stabendverschiebung $s_0 = 0,1$ mm ausgehen.

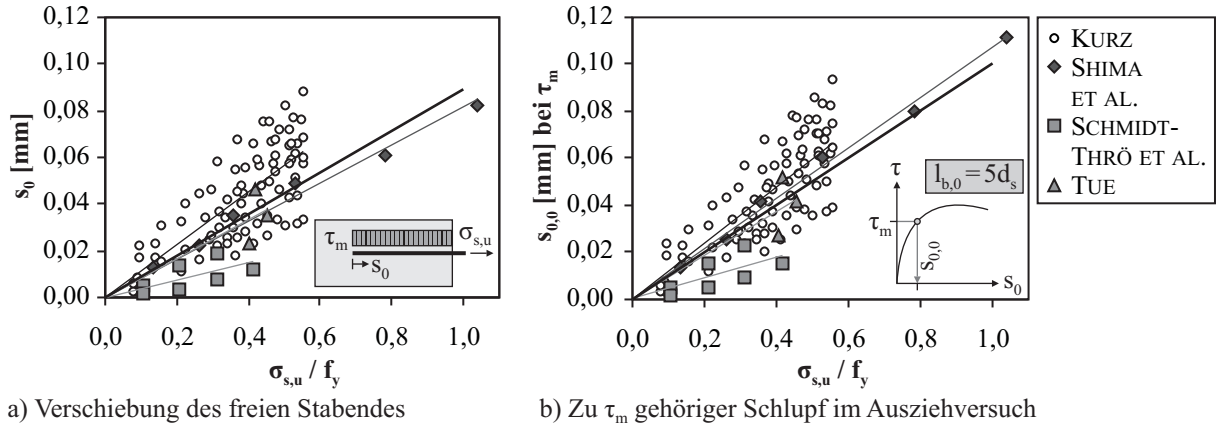


Bild 6.6: Anzusetzende Stabendverschiebung s_0 und $s_{0,0}$ für die berechneten Verankerungslängen

In Bild 6.6b ist aufgezeigt, welcher zugehörige Schlupfwert $s_{0,0}$ sich im Ausziehversuch mit einer kurzen Verbundlänge von $5d_s$ für die mittlere Verbundspannung τ_m der Verankerungslänge ergibt. Hierfür wird die normierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gemäß Gl. (5.10) mit $\tau_{max,0}$ multipliziert und nach $s_{0,0}$ umgestellt.

$$\tau_m = \tau_{max,0} \cdot \left(\frac{s_{0,0}}{0,6 \cdot s_{0,max,0}} \right)^\alpha \rightarrow s_{0,0} = \left[\frac{\tau_m}{\tau_{max,0}} \cdot (0,6 \cdot s_{0,max,0})^\alpha \right]^{1/\alpha} \quad (6.18)$$

Für den Schlupf $s_{0,0}$ kann ebenfalls eine nahezu lineare Abhängigkeit zur Höhe Stahlspannung am belasteten Stabende $\sigma_{s,u}$ abgelesen werden. Im Mittel ergibt sich beim Erreichen der Stahlfließgrenze, d. h. für $\sigma_{s,u}/f_y = 1$, für $s_{0,0} = 0,10$ mm (siehe Tabelle 6.2). Aus einem Ausziehversuch mit einer kurzen Verbundlänge von $5d_s$ kann demnach die für einen Schlupfwert von $s_0 = 0,1$ mm abgelesene Verbundspannung herangezogen werden, um die Verankerungslänge für die Stabkraft $F_s = f_y \cdot A_s$ zu berechnen. Die von LEONHARDT [70] getroffene Angabe, dass die mittlere Verbundspannung einer langen Einbettungslänge in etwa der Verbundspannung $\tau_{0,1}$ im Ausziehversuch entspricht, scheint somit ebenfalls begründbar.

Da sich bei allen betrachteten Versuchen der Schlupf $s_{0,max,0}$, d. h. der Schlupf beim Erreichen der maximalen Verbundspannung im Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $5d_s$, in der Größenordnung von 1 mm einstellt, ergeben sich für die normierten Stabendverschiebungen in Bild 6.7 Verhältniswerte, die in etwa den Absolutwerten entsprechen. Durch den Bezug der Verschiebung s_0 und $s_{0,0}$ auf den Schlupf $s_{0,max,0}$ im Ausziehversuch wird jedoch eine Unabhängigkeit gegenüber allen verbundbeeinflussenden Faktoren erreicht, was sich für die Formulierung eines allgemeingültigen Kriteriums als vorteilhaft erweist.

Wird ein Ausziehversuch mit einer kurzen Verbundlänge von $5d_s$ zugrunde gelegt, können zur Berechnung der Verankerungslänge einer Stabkraft $F_s = \sigma_{s,u} \cdot A_s$ für die Verschiebung des freien Stabendes s_0 die folgenden Beziehungen angegeben werden.

$$\frac{s_0}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} \leq 5d_s \quad (6.19)$$

$$s_0 = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} \leq 5d_s \quad (6.20)$$

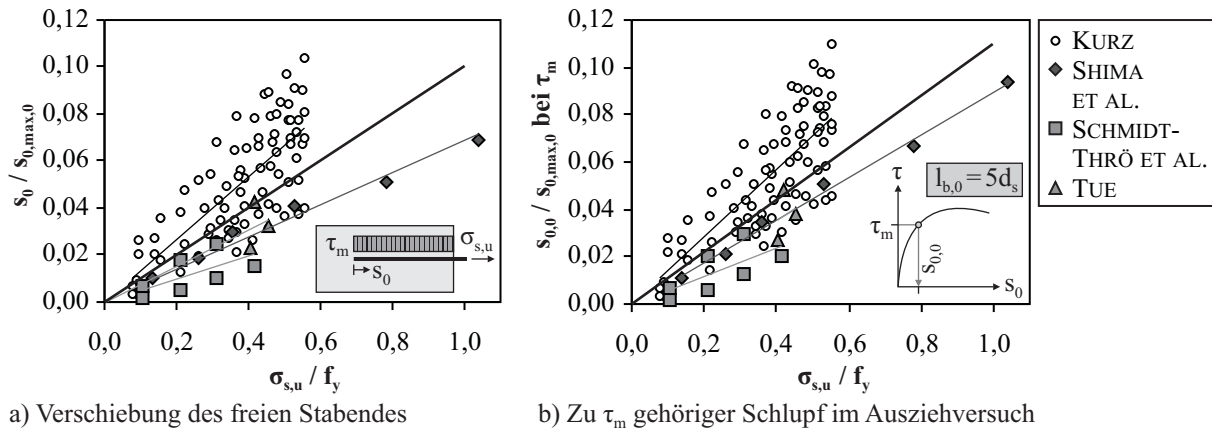


Bild 6.7: Normierte Stabendverschiebung s_0 und $s_{0,0}$ für die berechneten Verankerungslängen

Mit der Verbundlänge l_b nach Gl. (6.13) ergeben sich daraus die mittleren Verbundspannungen.

$$\tau_m = \frac{F_s}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (6.21)$$

Die über die Verankerungslänge nach Gl. (6.13) gemittelte Verbundspannung τ_m lässt sich auch direkt aus dem Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $5d_s$ für den normierten bzw. absoluten Schlupf $s_{0,0}$ bestimmen.

$$\frac{s_{0,0}}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} = 5d_s \quad (6.22)$$

$$s_{0,0} = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} = 5d_s \quad (6.23)$$

Die zugehörige mittlere Verbundspannung errechnet sich damit aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gemäß Gl. (5.10) des zugrunde liegenden Ausziehversuchs mit einer Verbundlänge von $5d_s$.

$$\tau_m = \tau_{max,0} \cdot \left(\frac{s_{0,0}}{s_{0,max,0}} \right)^\alpha \quad (6.24)$$

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass Gl. (6.19) und Gl. (6.22) bzw. Gl. (6.20) und Gl. (6.23) zwar identisch scheinen, es sich jedoch um zwei verschiedene Sachverhalte handelt. Dem Kriterium nach Gl. (6.19) und Gl. (6.20) liegt die Stabendverschiebung s_0 der langen Einbettungslänge eines voll verankerten Stabes zugrunde, während die Basis für das Kriterium nach Gl. (6.22) und Gl. (6.23) die Stabendverschiebung $s_{0,0}$ einer kurzen Verbundlänge von $5d_s$ im Ausziehversuch ist.

Da für kurze Verbundlängen $l_{b,0} \leq 5d_s$ von einer Unabhängigkeit des Schlupfs $s_{0,max}$ von der Verbundlänge ausgegangen wird, ist für Gl. (6.19) und Gl. (6.20) erst ab Verbundlängen $l_{b,0} > 5d_s$ ein variierender Koeffizient anzusetzen. Dies trifft für Gl. (6.22) und Gl. (6.23) jedoch nicht zu, da $\tau_{max,0}$ im Ausziehversuch schon für $l_{b,0} \geq 2d_s$ abhängig von der Verbundlänge ist und sich somit nach Gl. (6.18) andere Schlupfwerte $s_{0,0}$ ergeben.

6.3.3 Zulässige Verbundspannungen

In DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] wird angemerkt, dass durch die zulässigen Verbundspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein ausreichender Sicherheitsabstand zum Versagen des Verbundes gewährleistet ist. Damit ist mit den beiden Verformungskriterien nach Gl. (6.19) und Gl. (6.23),

die auf normierten Schlupfwerten beruhen, eine Vergleichbarkeit gegeben, da hier der Bezugswert des Schlupfs $s_{0,max,0}$ gewissermaßen das Verbundversagen infolge Stabauszug repräsentiert. Bild 6.8 zeigt die mittlere Verbundspannung der jeweiligen Verankerungslänge im Verhältnis zur maximalen Verbundspannung bei Stabauszug. Beim Erreichen der Fließgrenze ergibt sich ein Auslastungsgrad des Verbundes von ca. 60 %.

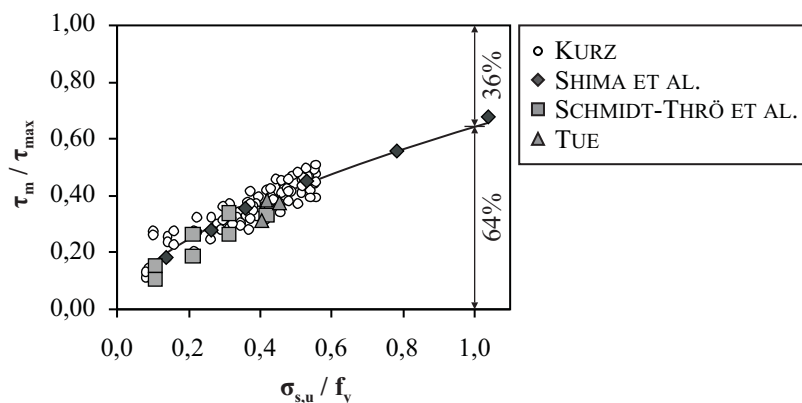


Bild 6.8: Auslastungsgrad des Verbundes

Tabelle 6.3: Mittlere Verbundspannungen in N/mm² für $f_R = 0,056$ und f_{cm}

f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 1,00$														
(6.19)	7,0	7,6	8,1	8,8	9,3	9,9	10,4	10,9	11,3	11,7	12,1	12,9	13,6	14,3	15,0
(6.20)	5,6	6,3	6,8	7,5	8,2	8,8	9,4	9,9	10,5	11,0	11,5	12,5	13,4	14,2	15,1
(6.22)	6,1	6,7	7,2	7,8	8,4	8,9	9,4	9,9	10,4	10,8	11,2	12,0	12,8	13,5	14,2
(6.23)	4,8	5,4	6,0	6,6	7,3	7,9	8,4	9,0	9,5	10,1	10,6	11,6	12,5	13,4	14,3
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,75$														
(6.19)	6,1	6,6	7,1	7,6	8,1	8,6	9,0	9,4	9,8	10,2	10,5	11,2	11,8	12,4	13,0
(6.20)	4,9	5,4	5,9	6,5	7,1	7,6	8,1	8,6	9,1	9,5	10,0	10,8	11,6	12,3	13,1
(6.22)	5,4	5,9	6,4	6,9	7,4	7,9	8,3	8,7	9,2	9,5	9,9	10,6	11,3	11,9	12,5
(6.23)	4,2	4,8	5,3	5,8	6,4	6,9	7,4	7,9	8,4	8,9	9,3	10,2	11,0	11,8	12,6
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,50$														
(6.19)	5,0	5,4	5,8	6,2	6,6	7,0	7,4	7,7	8,0	8,3	8,6	9,2	9,7	10,2	10,6
(6.20)	4,0	4,4	4,9	5,3	5,8	6,2	6,7	7,1	7,4	7,8	8,2	8,8	9,5	10,1	10,7
(6.22)	4,5	4,9	5,3	5,8	6,2	6,6	7,0	7,3	7,7	8,0	8,3	8,9	9,4	10,0	10,4
(6.23)	3,5	4,0	4,4	4,9	5,4	5,8	6,2	6,6	7,0	7,4	7,8	8,5	9,2	9,9	10,5
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,25$														
(6.19)	3,5	3,8	4,1	4,4	4,7	5,0	5,2	5,5	5,7	5,9	6,1	6,5	6,9	7,2	7,5
(6.20)	2,8	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4	4,7	5,0	5,3	5,5	5,8	6,3	6,7	7,2	7,6
(6.22)	3,3	3,6	3,9	4,3	4,6	4,9	5,1	5,4	5,6	5,9	6,1	6,5	7,0	7,3	7,7
(6.23)	2,6	2,9	3,2	3,6	3,9	4,3	4,6	4,9	5,2	5,5	5,7	6,3	6,8	7,3	7,8
Gl. (6.19) $\frac{s_0}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} \leq 5d_s$ Gl. (6.20) $s_0 = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} \leq 5d_s$ Gl. (6.22) $\frac{s_{0,0}}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} = 5d_s$ Gl. (6.23) $s_{0,0} = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} = 5d_s$															

Tabelle 6.3 enthält die mittleren Verbundspannungen für die aufgeführten Kriterien für verschiedene Stahlspannungsverhältnisse am belasteten Stabende. Für die bezogene Rippenfläche wird in der Berechnung der untere Grenzwert $f_R = 0,056$ eingesetzt.

Die Verbundspannungen sind in Bild 6.9 grafisch den Werten nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] gegenübergestellt. Es wird angenommen, dass sich durch das Einsetzen der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} auch Mittelwerte der Verbundspannungen berechnen lassen. Für die normativen Verbundspannungen wird anstelle der 5 %-Quantilwerte zunächst die mittleren Betonzugfestigkeit ohne Teilsicherheitsbeiwert eingesetzt, um eine bessere Vergleichbarkeit zu den Versuchsergebnissen zu haben. Die mittlere Verbundspannung f_{bm} nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] ergibt sich damit zu

$$f_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm} \quad \text{bzw.} \quad f_{bm} = 1,5 \cdot 2,25 \cdot f_{ctm} \quad (6.25)$$

Die Erhöhung um den Faktor 1,5 spiegelt Verbundbedingungen mit einer ausreichenden Umschnürung wider. Weiterhin sind noch die mittleren Verbundspannungen $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$ für die Berechnung des Rissabstands im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit eingetragen.

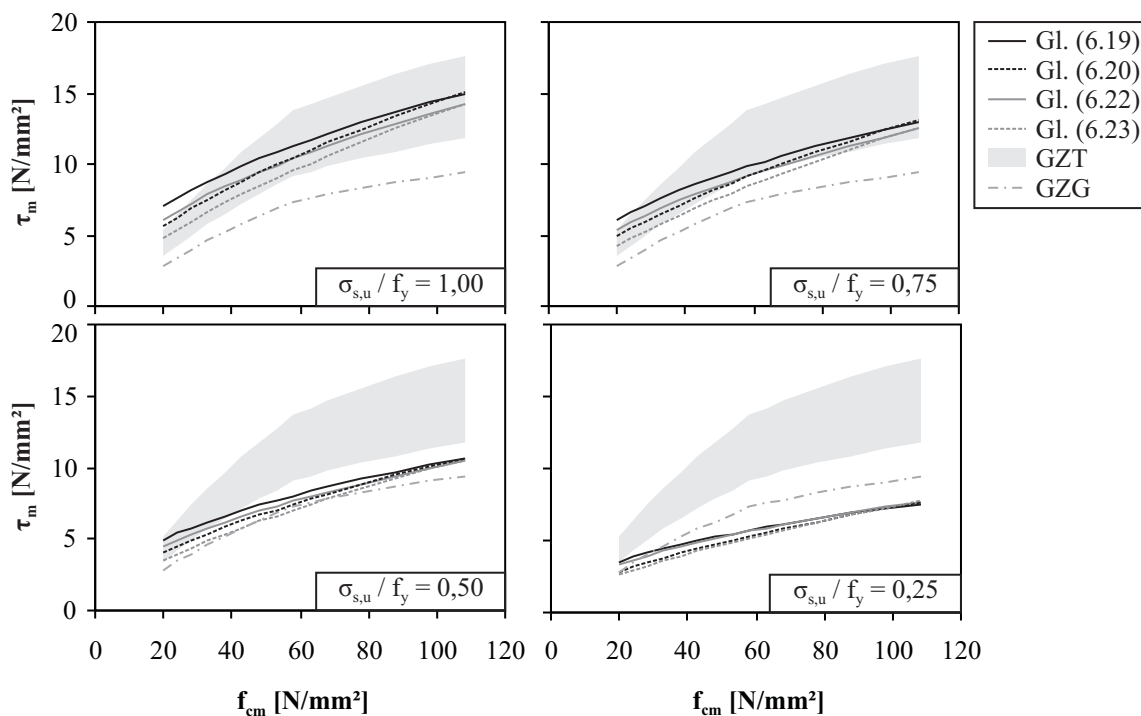


Bild 6.9: Mittlere Verbundspannungen in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm}

Die mittleren Verbundspannungen nach den Verformungskriterien gemäß Gl. (6.19) bis Gl. (6.23) liegen für eine maximale Stahlspannung f_y zwischen den beiden Grenzwerten nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] gemäß Gl. (6.25). Je geringer die zu verankernde Stabkraft ist, desto niedriger fallen auch die mittleren Verbundspannungen aus. Ab einer Stabauslastung von 60 % der Fließgrenze wird der untere normative Grenzwert von $2,25 \cdot f_{ctm}$ generell unterschritten und die mittleren Verbundspannungen bewegen sich eher im Bereich derer für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Der Höchstwert nach DIN 1045-1 bzw. DIN EN 1992-1-1 von $1,5 \cdot 2,25 \cdot f_{ctm}$ wird selbst für eine Stahlspannung gleich der Stahlfließgrenze nicht erreicht. Welches Verformungskriterium nach Gl. (6.19) bis Gl. (6.23) letztendlich zur Berechnung der zulässigen Verbundspannungen gewählt wird, übt im betrachteten Betonfestigkeitsbereich von $f_{cm} = 20 \text{ N/mm}^2$ bis 108 N/mm^2 einen untergeordneten Einfluss auf die Höhe der mittleren Verbundspannung aus. Generell ergeben sich für normierte Schlupfwerte etwas höhere Werte für τ_m . Das Kriterium

nach Gl. (6.19) bildet stets den oberen und das Kriterium nach Gl. (6.23) stets den unteren Grenzwert der mittleren Verbundspannungen ab.

Werden anstelle der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} die charakteristischen Werte f_{ck} eingesetzt, fallen die mittleren Verbundspannungen in Tabelle 6.4 zur Verankerung der Stabkraft $F_s = f_y \cdot A_s$ mit dem oberen Grenzwert der normativen Verbundspannungen zusammen. Der untere Grenzwert für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird erst für eine Auslastung $\sigma_{s,u}/f_y < 0,3$ unterschritten (Bild 6.10).

Tabelle 6.4: Mittlere Verbundspannungen in N/mm² für $f_R = 0,056$ und f_{ck}

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
f_{ctk}	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5	3,7
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 1,00$														
(6.19)	5,5	6,3	7,0	7,7	8,4	9,0	9,6	10,1	10,6	11,0	11,5	12,3	13,1	13,8	14,5
(6.20)	4,2	4,9	5,6	6,4	7,1	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,7	11,7	12,6	13,5	14,4
(6.22)	4,7	5,5	6,1	6,8	7,5	8,1	8,6	9,1	9,6	10,1	10,6	11,4	12,2	12,9	13,6
(6.23)	3,4	4,1	4,8	5,5	6,2	6,9	7,5	8,1	8,7	9,2	9,8	10,8	11,8	12,7	13,6
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,75$														
(6.19)	4,8	5,5	6,1	6,7	7,3	7,8	8,3	8,7	9,2	9,6	10,0	10,7	11,3	12,0	12,5
(6.20)	3,6	4,3	4,9	5,6	6,2	6,8	7,3	7,8	8,3	8,8	9,3	10,1	11,0	11,7	12,5
(6.22)	4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	7,1	7,6	8,1	8,5	8,9	9,3	10,1	10,7	11,4	12,0
(6.23)	3,0	3,7	4,2	4,9	5,5	6,1	6,6	7,1	7,6	8,1	8,6	9,5	10,4	11,2	12,0
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,50$														
(6.19)	3,9	4,5	5,0	5,5	6,0	6,4	6,8	7,2	7,5	7,8	8,2	8,7	9,3	9,8	10,3
(6.20)	3,0	3,5	4,0	4,5	5,1	5,5	6,0	6,4	6,8	7,2	7,6	8,3	9,0	9,6	10,2
(6.22)	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	5,9	6,4	6,7	7,1	7,5	7,8	8,4	9,0	9,5	10,1
(6.23)	2,5	3,1	3,5	4,1	4,6	5,1	5,5	6,0	6,4	6,8	7,2	7,9	8,7	9,3	10,0
Gl.	$\sigma_{s,u}/f_y = 0,25$														
(6.19)	2,8	3,2	3,5	3,9	4,2	4,5	4,8	5,1	5,3	5,6	5,8	6,2	6,6	7,0	7,3
(6.20)	2,1	2,5	2,8	3,2	3,6	3,9	4,2	4,6	4,8	5,1	5,4	5,9	6,4	6,8	7,3
(6.22)	2,6	3,0	3,3	3,7	4,1	4,4	4,7	5,0	5,2	5,5	5,7	6,2	6,6	7,0	7,4
(6.23)	1,9	2,3	2,6	3,0	3,4	3,7	4,1	4,4	4,7	5,0	5,3	5,9	6,4	6,9	7,4
Gl. (6.19) $\frac{s_0}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} \leq 5d_s$ Gl. (6.20) $s_0 = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} \leq 5d_s$ Gl. (6.22) $\frac{s_{0,0}}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} = 5d_s$ Gl. (6.23) $s_{0,0} = 0,10 \text{ mm} \cdot \frac{\sigma_{s,u}}{f_y}$ für $l_{b,0} = 5d_s$															

6.4 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.4.1 Vorbetrachtungen

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die mittlere Verbundspannung zur Berechnung der Einleitungslänge beidseitig eines Risses benötigt. Die in der Literatur verfügbaren Verformungskriterien beziehen sich ebenfalls auf das unbelastete und das belastete Stabende.

- BONZEL ET AL. [14]: Die zulässige Verschiebung des *unbelasteten* Stabendes beträgt $s_0 = 0,01 \text{ mm}$.
- IDDA [54]: Die zulässige Verschiebung des *unbelasteten* Stabendes beträgt $s_0 = 0,01 \text{ mm}$ für eine Stahlspannung $\sigma_{s,u} = f_y/1,75$.

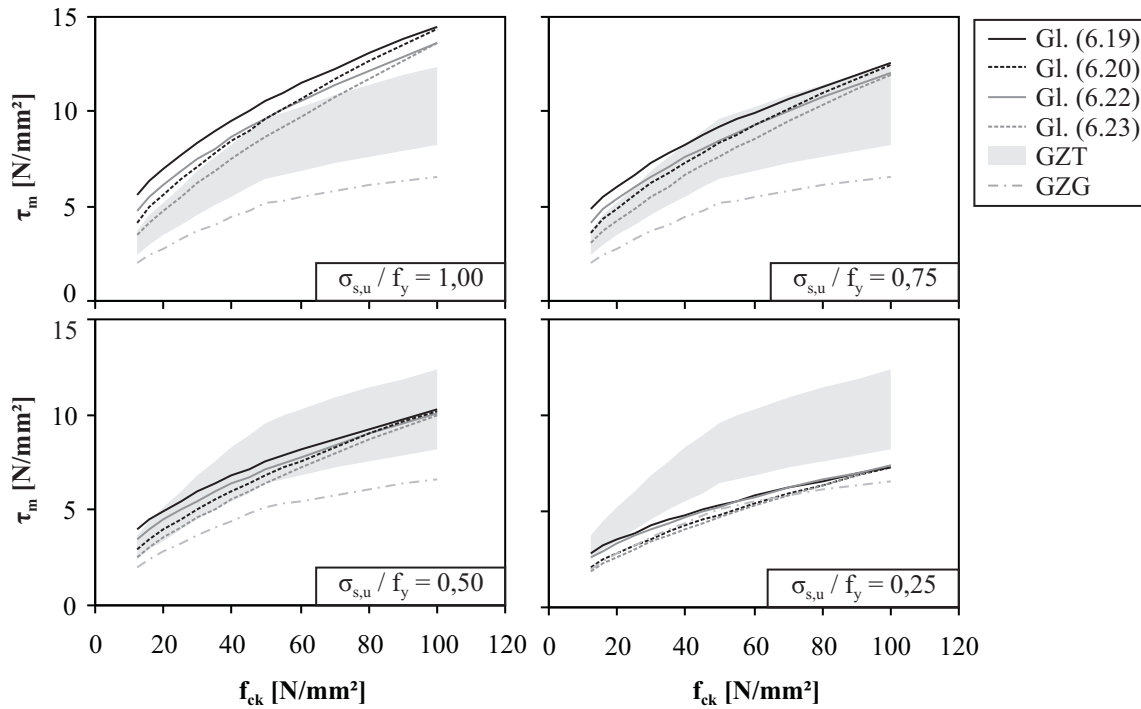


Bild 6.10: Mittlere Verbundspannungen in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck}

- REHM ET AL. [111]: Am *belasteten* Stabende müssen die zulässigen Rissbreiten eingehalten werden.

Die Berücksichtigung einer zulässigen Verschiebung am unbelasteten Stabende ist mit Gl. (6.13) ohne weiteres möglich. Wird als Kriterium eine zulässige Verschiebung des belasteten Stabendes herangezogen, kann der Schlupf s_0 mittels Gl. (6.16) in Abhängigkeit des Schlupfs s_u ausgedrückt werden.

$$s_0 = s_u - \frac{2 \cdot \tau_m \cdot l_b^2}{E_s \cdot d_s} \quad (6.26)$$

Da an dieser Stelle die gesuchte Verbundlänge l_b in die Gleichung eingeht, kann mit einer vorgegeben Verschiebung des belasteten Stabendes, z. B. durch eine zulässige Rissbreite, die Berechnung der Einleitungslänge mittels Gl. (6.13) nicht mehr erfolgen. Es ist daher erforderlich, auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezüglich des Verformungskriteriums das unbelastete Stabende zu betrachten. In DIN 1045-1 [21] wurde ohne weitere Erläuterungen angegeben, dass die zulässigen Verbundspannungen so gewählt sind, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit „*keine wesentliche Verschiebung zwischen Stahl und Beton auftritt*“. Dies spricht dafür, als zulässiges Verformungskriterium statt einer normierten eine absolute Stabendverschiebung nach Gl. (6.20) und Gl. (6.23) zu wählen, so dass unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse und der bezogenen Rippenfläche stets der gleiche zulässige Verformungswert eingehalten wird. Für die nachfolgenden Berechnungen der mittleren Verbundspannungen stellt die Wahl der Stabendverschiebung s_0 jedoch nur eine rechnerische Hilfsgröße dar. Im Fall eines Einzelrisses sind nach der vollständigen Einleitung der Risskraft in den Beton keine Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton mehr vorhanden, so dass der Schlupf s_0 am unbelasteten Stabende gleich Null ist. Ebenso kann in der Phase der abgeschlossenen Rissbildung zwischen zwei Rissen trotz vorhandener Dehnungsdifferenzen kein Schlupf s_0 auftreten.

6.4.2 Einzelriss

Dem Zustand der Einzelrissbildung liegt zugrunde, dass die komplette Risskraft F_{cr} wieder in den Beton eingeleitet wird und am Ende der Einleitungslänge Beton und Stahl die gleichen Dehnungen aufwei-

sen (Bild 6.11a). Es herrschen somit die gleichen Randbedingungen wie bei der Berechnung der Verankerungslänge einer bestimmten Zugkraft F_s . Zur Bestimmung der Verformungskriterien nach Gl. (6.19) bis Gl. (6.23) wurden bereits die Versuche von KURZ [64] und TUE [150] verwendet, die die Randbedingungen einer Einzelrissbildung abbildeten. Da die angegebenen Kriterien stahlspannungsabhängig sind, können diese ohne weiteres auch zur Berechnung der Einleitungslänge bzw. des Rissabstandes bei Einzelrissbildung Verwendung finden. Der maximale Rissabstand nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 NA [27] hängt direkt von der Stahlspannung $\sigma_{s,cr}$ im Riss ab (Gl. (6.27)).

$$s_{r,max} = 2 \cdot l_b = \frac{\sigma_{s,cr} \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct}} = 2 \cdot \frac{\sigma_{s,cr} \cdot A_s}{\tau_m \cdot u_s} \quad (6.27)$$

Die erforderliche Einleitungslänge l_b bzw. die mittlere Verbundspannung τ_m kann für die Stahlspannung $\sigma_{s,cr}$ mittels Gl. (6.13) und den Verformungskriterien nach Gl. (6.19) bis Gl. (6.23) bestimmt werden.

6.4.3 Abgeschlossene Rissbildung

Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung herrschen an jeder Stelle des Zugstabs Dehnungsunterschiede zwischen Stahl und Beton. Die über die Verbundwirkung eingetragene Kraft zwischen zwei Rissen ergibt sich aus der Dehnungsdifferenz $\Delta\epsilon_{s,r}$ (Bild 6.11a). Die Dehnungsdifferenz $\Delta\epsilon_{s,r}$ wird nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 NA [27] entsprechend Gl. (2.117) aus der effektiven Zugzone, dem effektiven Bewehrungsgrad, der Zugfestigkeit des Stahlbetonzugstabs und dem Völligkeitsbeiwert k_t , der den Stahldehnungsverlauf erfasst, bestimmt (vgl. Abschnitt 2.8.2). Über den zugehörigen Rissabstand s_r kann die mittlere Verbundspannung berechnet werden. Wird angenommen, dass $\Delta\epsilon_{s,r}$ unabhängig von der Höhe der Zugbelastung ist, ergibt sich für die abgeschlossene Rissbildungsphase eine mittlere Kraft-Dehnungs-Linie, die um den Betrag $k_t \cdot \Delta\epsilon_{s,r}$ von der reinen Stahldehnung $\epsilon_{s,r}$ im Riss nach links verschoben ist (Bild 6.11b).

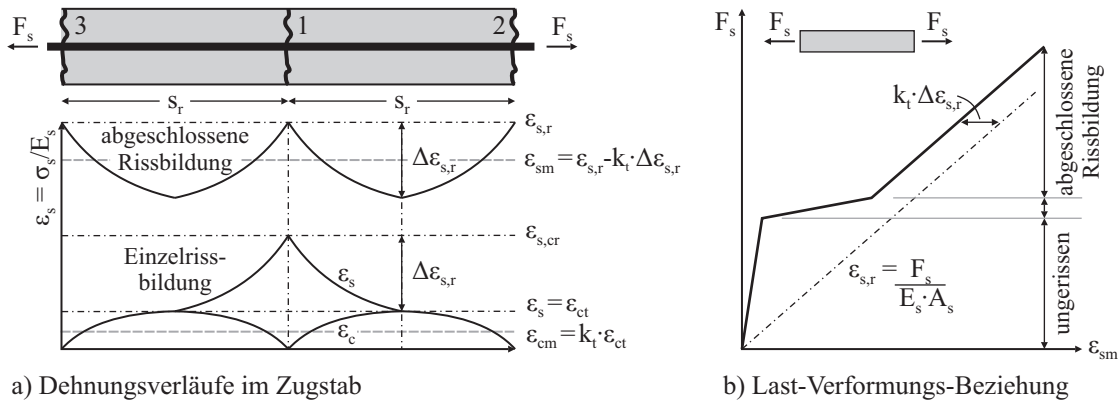


Bild 6.11: Verformungen am gerissenen Stahlbetonzugstab

TUE [150] zeichnete an drei Dehnkörpern mit abgeschlossenem Rissbild die Stahldehnungsverläufe auf. Anhand dieser soll die Überprüfung der Anwendbarkeit der Kriterien zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung erfolgen. Prinzipiell wird mit dem Ansatz $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$ nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 NA [27] stets eine gute Übereinstimmung zwischen dem berechneten und gemessenen Stahldehnungsverlauf erreicht. Werden zur Berechnung von τ_m die Verformungskriterien nach Gl. (6.19) bis (6.23) herangezogen und wird darin die tatsächlich vorhandene Stahlspannung im Riss $\sigma_{s,r}$ eingesetzt, ergeben sich aus den berechneten Stabendverschiebungen s_0 bzw. $s_{0,0}$ mittlere Verbundspannungen, die deutlich zu hoch ausfallen und einen zu steilen Abfall der Stahlspannungen bewirken (Bild 6.12).

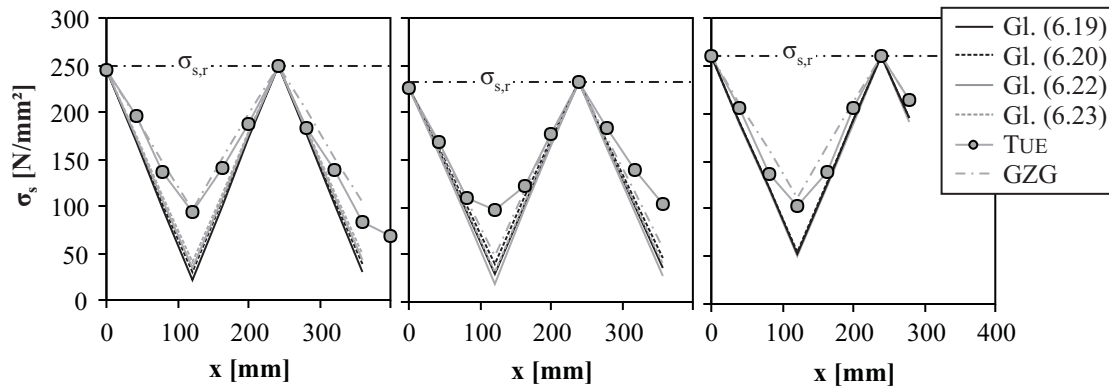


Bild 6.12: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen von TUE [150] und der Berechnung mittels der zulässigen Verschiebung aus der Stahlspannung im Riss $\sigma_{s,r}$

Durch die Verbundwirkung wird jedoch lediglich eine Kraft eingeleitet, die sich aus der Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{s,r} = \Delta\varepsilon_{s,r} \cdot E_s$ zwischen zwei Rissen ergibt (Bild 6.11a). Für die Nachrechnung der Versuche von TUE [150] wird diese Stahlspannungsdifferenz aus der maximalen Spannung im Riss $\sigma_{s,r}$ und der minimalen Spannung zwischen zwei Rissen $\sigma_{s,min}$ bestimmt (Bild 6.13). Eine direkte Berechnung der Stahldehnungs- bzw. Stahlspannungsdifferenz aus den Kennwerten der Probekörper ist an dieser Stelle nicht möglich, da es sich um gemischt bewehrte Dehnkörper handelt, bei denen zusätzlich noch die Verbundeigenschaften der vorhandenen Spannstahlbewehrung berücksichtigt werden müssen.

Erfolgt die Berechnung der zulässigen Verschiebungen nach Gl. (6.19) bis Gl. (6.23) mittels der Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{s,r}$ nach Bild 6.13, ergeben sich mittlere Verbundspannungen, mit denen der Stahldehnungsverlauf zutreffend vorhergesagt werden kann (Bild 6.13). Die Wahl des Verformungskriteriums spielt hierbei wiederum eine untergeordnete Rolle.

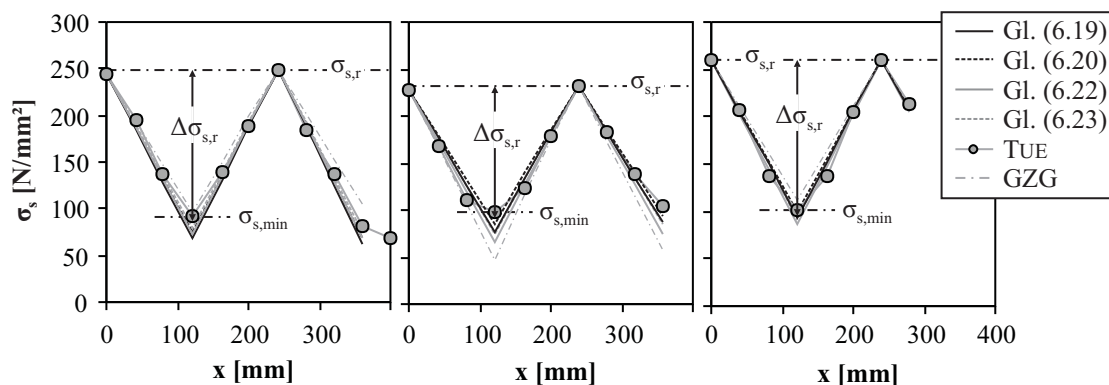


Bild 6.13: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen von TUE [150] und der Berechnung mittels der zulässigen Verschiebung aus der Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{s,r}$ zwischen zwei Rissen

Zur Bestimmung mittlerer Verbundspannungen im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung wird daher lediglich statt der Stahlspannung im Riss $\sigma_{s,r}$ die Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_{s,r}$ herangezogen. Um diese zu ermitteln, stehen in der Literatur sowie in den aktuellen Normen Berechnungsansätze, wie beispielsweise

nach Gl. (2.113) bzw. Gl. (2.117) zur Verfügung. Damit ergeben sich die Verformungskriterien ausgehend von einem Ausziehversuch mit einer kurzen Verbundlänge von $5d_s$ nach folgenden Gleichungen.

$$\frac{s_0}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\Delta\sigma_{s,r}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} \leq 5d_s \quad (6.28)$$

$$s_0 = 0,10 \cdot \frac{\Delta\sigma_{s,r}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} \leq 5d_s \quad (6.29)$$

$$\frac{s_{0,0}}{s_{0,max,0}} = 0,10 \cdot \frac{\Delta\sigma_{s,r}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} = 5d_s \quad (6.30)$$

$$s_{0,0} = 0,10 \cdot \frac{\Delta\sigma_{s,r}}{f_y} \quad \text{für } l_{b,0} = 5d_s \quad (6.31)$$

Die mittleren Verbundspannungen nach Gl. (6.21) und Gl. (6.24) werden zwar für die gesamte Phase der abgeschlossenen Rissbildung konstant angesetzt, sind aber im Gegensatz zu DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 NA [27] trotzdem von der Belastungshöhe abhängig. In Bild 6.9 und 6.10 ist der Vergleich zum konstant angesetzten Normwert von $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ct}$ dargestellt. Auf der Basis von mittleren Festigkeitswerten ergeben sich für ein Verhältnis $\Delta\sigma_{s,r}/f_y \approx 0,5$ annähernd gleich große Verbundspannungen. Liegen charakteristische Festigkeiten zugrunde, ist dies für $\Delta\sigma_{s,r}/f_y \approx 0,25$ der Fall.

6.5 Spaltrissbildung bei langen Verbundlängen

6.5.1 Bezogene Betondeckung

Anhand der eigenen Ausziehversuche mit kurzer Verbundlänge konnte mit Gl. (5.51) ein Kriterium zur Bestimmung der Verbundversagensart entwickelt werden. Dieses ermöglicht eine Abschätzung darüber, *ob* bei einer bestimmten Betondeckung c/d_s ein Spaltriss auftritt, bevor der maximale Verbundwiderstand erreicht wird. Eine Vorhersage, *wann* die Bildung des Spaltrisses eintritt, ist mit diesem Kriterium jedoch nicht möglich. Werden die nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] notwendigen Betondeckungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und des Verbundes betrachtet, wird ersichtlich, dass für Stäbe größer $\varnothing 10$ mit einer Spaltrissbildung gerechnet werden sollte (Bild 6.14).

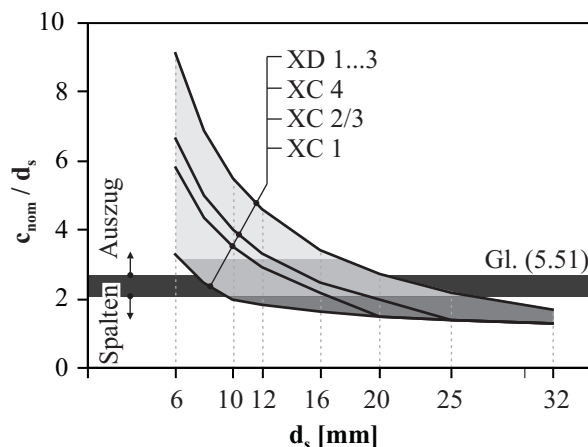


Bild 6.14: Bezogene Betondeckungen nach DIN EN 1992-1-1 [26] und erwartete Verbundversagensart

6.5.2 Berechnungsannahmen

Für die kurze Verbundlänge von $2d_s$ im Ausziehversuch kann der Spaltbruchwiderstand des Zugrings ohne und mit Querschnittsbelastung $\sigma_{t,m}$ mittels des plastischen Zugringmodells berechnet werden, vgl. Ab-

schnitt 5.6. Das plastische Zugringmodell kann an dieser Stelle Anwendung finden, da im Ausziehkörper die Verbundzone durch den Beton in der verbundfreien Vor- und Nachlänge eine ausreichende Umschnürung erhält, so dass in der gesamten Betondeckung die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht wird, bevor das Versagen eintritt. Es liegt eine nahezu konstante Verbundspannungs- und Innendruckverteilung für die kurze Verbundlänge vor (siehe Bild 6.15 und Bild 5.18). Wird der Winkel α analog zur Berechnung bei kurzen Verbundlängen zu 35° gewählt, ergibt sich die Verbundspannung τ_{sp} bei einsetzender Spaltrissbildung nach Gl. (6.32).

$$\tau_{sp} = \frac{f_{ct} - \sigma_{t,m}}{\tan(35^\circ)} \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s} \quad (6.32)$$

Bei einer langen Einbettungslänge kann keine konstante Verbundspannungsverteilung entlang des Stabes angenommen werden. Es ergibt sich der in Bild 6.15 dargestellte prinzipielle Verlauf, vgl. auch Abschnitt 2.5. Nahe des belasteten Stabendes stellt sich ein lokales Verbundspannungsmaximum $\tau_{max,lok}$ ein, während die Verbundspannungen zum unbelasteten Stabende hin allmählich gegen Null auslaufen. Dies gilt jedoch nur für den Fall einer vollständigen Verankerung der angreifenden Stabkraft F_s .

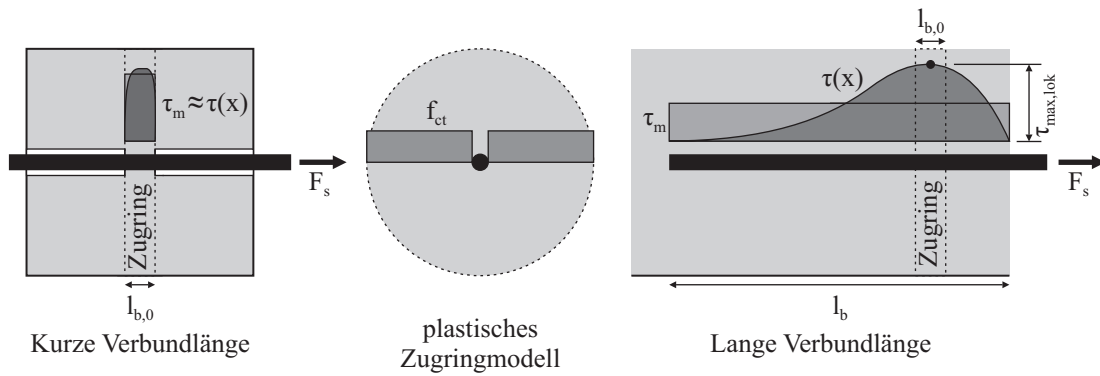


Bild 6.15: Verbundspannungsverteilung bei einer kurzen und langen Verbundlänge

Für die Berechnung der Verankerungslänge in Abschnitt 6.3 oder von Rissabständen in Abschnitt 6.4 wird der Einfachheit halber von einer konstanten mittleren Verbundspannung τ_m ausgegangen, wie sie in Bild 6.15 ebenfalls eingezeichnet ist. Aus den bereits in Abschnitt 6.3 betrachteten Versuchen von KURZ [64], SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132], SHIMA ET AL. [136] und TUE [150] kann das Verhältnis des lokalen Verbundspannungsmaximums $\tau_{max,lok}$ zur mittleren Verbundspannung τ_m abgeleitet werden. Dafür werden aus den angegebenen Stahldehnungen bzw. Stahlspannungen im Versuch die Verbundspannungen τ_i für die diskreten Messpunkte im Abstand Δx ermittelt und die beiden Verbundspannungen $\tau_{max,lok}$ und τ_m bestimmt.

$$\tau_i = \frac{\Delta \sigma_s \cdot A_s}{u_s \cdot \Delta x} \quad \tau_{max,lok} = \max(\tau_i) \quad \tau_m = \frac{1}{j} \cdot \sum_{i=1}^j \tau_i \quad (6.33)$$

Das Verhältnis $\tau_m / \tau_{max,lok}$ ist in Bild 6.16 in Abhängigkeit der Stahlspannung am belasteten Stabende für die einzelnen Probekörper und Laststufen dargestellt. Die Werte schwanken zwischen 0,3 und 0,6 um den Mittelwert von 0,46, wobei kein signifikanter Einfluss der Belastungshöhe innerhalb dieser Streubreite zu erkennen ist. Damit kann das lokale Verbundspannungsmaximum aus der gemittelten Verbundspannung über nachfolgende Gleichung bestimmt werden.

$$\tau_{max,lok} = \frac{\tau_m}{0,46} = 2,17 \cdot \tau_m \quad (6.34)$$

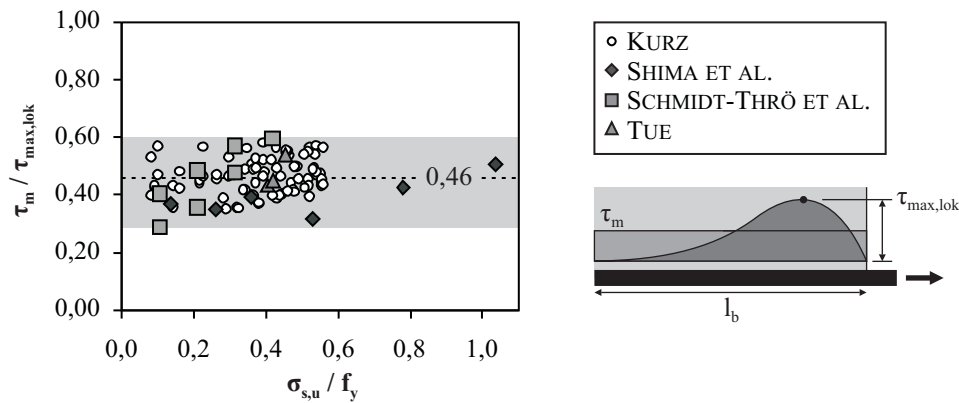


Bild 6.16: Bestimmung des Verhältnisses $\tau_m / \tau_{max,lok}$ anhand der Versuche von KURZ [64], SCHMIDT-THRÖ ET AL. [132], SHIMA ET AL. [136] und TUE [150]

Für eine lange Einbettungslänge wird des weiteren angenommen, dass der Spaltriss dann auftritt, wenn das lokale Verbundspannungsmaximum $\tau_{max,lok}$ nach Gl. (6.34) die Verbundspannung τ_{sp} nach Gl. (6.32) überschreitet. Es wird demnach davon ausgegangen, dass sich im Bereich des lokalen Verbundspannungsmaximums am belasteten Stabende ein Zugring ausbildet, in dem die gleichen Randbedingungen herrschen wie im Ausziehversuch (Bild 6.15). Bezüglich des angesetzten Winkels $\alpha = 35^\circ$ kann ebenfalls eine Übertragbarkeit angenommen werden, da bei der kurzen und der langen Verbundlänge in beiden Fällen das belastete Stabende betrachtet wird.

6.5.3 Verifizierung der getroffenen Annahmen

Zur Überprüfung der getroffenen Berechnungsannahmen werden Dehnkörperversuche und Ausziehversuche mit langer Verbundlänge aus der Literatur herangezogen, bei denen der Beginn der Längsrissbildung bekannt ist. In Bild 6.17 und 6.18 ist in Abhängigkeit von der Betondeckung diejenige Stahlspannung aufgetragen, bei der die Verbundspannung $\tau_{max,lok}$ nach Gl. (6.34) die Größe der Verbundspannung τ_{sp} nach Gl. (6.32) erreicht. Ab diesem Zeitpunkt ist mit einer beginnenden Spaltrissbildung am belasteten Stabende zu rechnen. Mit zunehmender Laststeigerung werden sich die Spaltrisse aufweiten und zum unbelasteten Ende hin ausbreiten. Der Verbundwiderstand τ_{sp} wird stets anhand der kleinsten bezogenen Betondeckung c/d_s ermittelt. Die Berechnung der mittleren Verbundspannung τ_m erfolgt analog zu Abschnitt 6.3 und 6.4 mit den aufgestellten vier Verformungskriterien nach Gl. (6.19) bis Gl. (6.23). Zusätzlich ist in den Diagrammen die Grenze für den Versagenswechsel gemäß Gl. (5.51) eingetragen.

Für die Versuche von ABRISHAMI & MITCHELL [3] an Normalbeton und hochfestem Beton wird die Stahlspannung bei der Längsrissbildung in beiden Fällen zu hoch vorhergesagt (Bild 6.17a und b). Als Ursache können hierfür die angegebenen Spaltzugfestigkeiten $f_{ct,sp}$ von $3,1 \text{ N/mm}^2$ und $6,3 \text{ N/mm}^2$ angesehen werden. Die aus den mittleren Last-Verformungs-Kurven abgelesenen Erstrissspannungen f_{cr} der Probekörper liegen im Mittel mit $1,5 \text{ N/mm}^2$ und $2,2 \text{ N/mm}^2$ deutlich niedriger. Es ist daher zu vermuten, dass die Abweichungen bei der Vorhersage des Spaltbruchwiderstandes hauptsächlich auf die eingesetzten Zugfestigkeiten zurückzuführen sind.

Bei den Versuchen von PLIZZARI ET AL. [105] wird die Stahlspannung bei beginnender Längsrissbildung in der richtigen Größenordnung vorhergesagt (Bild 6.17c). Für die Versuche mit Querbewehrung fällt diese geringfügig höher aus, was bei der Berechnung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt wird.

ELIGEHAUSEN ET AL. [36] führten Zugversuche an Probekörpern durch, bei denen die Bewehrungsstäbe in den Ecken angeordnet waren. Die vorhandene Querbewehrung aus Bügeln $\varnothing 8$ im Abstand von 40 cm wird für die Längsrissbildung als nicht wirksam angesehen. Hier stimmen die berechneten Stahlspannungen

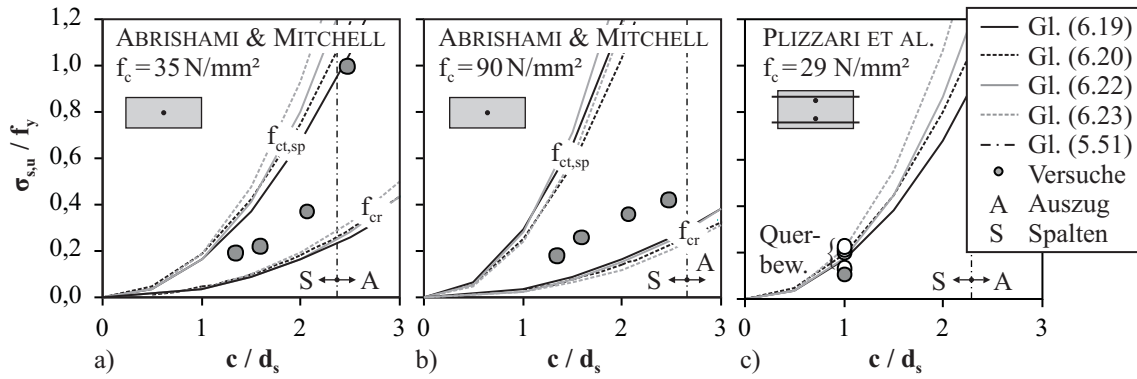


Bild 6.17: Nachrechnung der Versuche von ABRISHAMI & MITCHELL [3] und PLIZZARI ET AL. [105]

mit den experimentell ermittelten sehr gut überein (Bild 6.18). Die beste Übereinstimmung wird mit den Verformungskriterien für das unbelastete Stabende nach Gl. (6.19) und Gl. (6.20) erreicht.

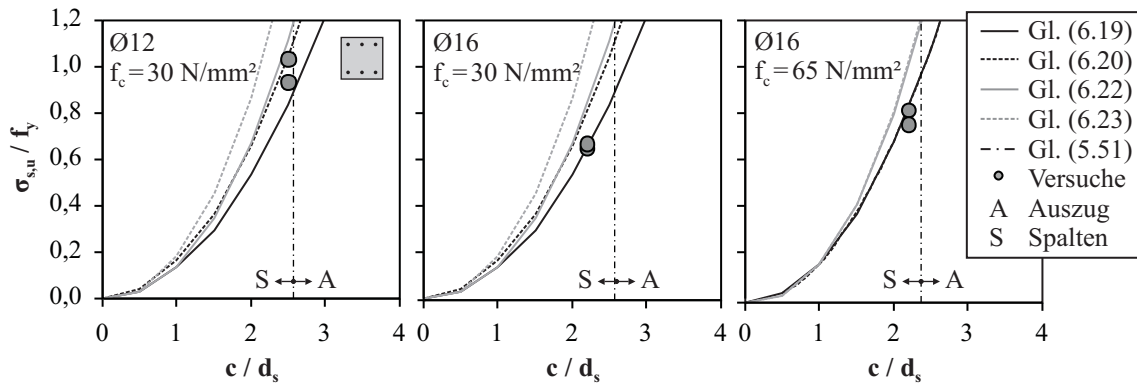


Bild 6.18: Nachrechnung der Versuche von ELIGEHAUSEN ET AL. [36]

6.5.4 Zulässige Verbundspannungen zur Vermeidung von Spaltrissen

In Abschnitt 6.3 wurde gezeigt, dass die mittleren Verbundspannungen nach Gl. (6.21) und (6.24) bei einer Stabauslastung $\sigma_{s,u}/f_y > 0,50$ höher ausfallen als der untere Grenzwert nach DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] von $f_b = 2,25 \cdot f_{ctk}$ (siehe auch Bild 6.10). Im Heft 300 des DAfStb [111] wurde dazu erläutert, dass die normativen Verbundspannungen so gering sind, um eine Spaltrissbildung entlang des Stabes zu vermeiden.

Wird vorausgesetzt, dass bei der Überschreitung der Verbundspannung τ_{sp} durch das lokale Verbundspannungsmaximum die Spaltrissbildung eingeleitet wird, kann unter der Annahme der Gültigkeit von Gl. (6.34) die über die Verbundlänge gemittelte Verbundspannung $\tau_{sp,m}$ zur Vermeidung von Spaltrissen nach Gl. (6.35) berechnet werden.

$$\tau_{sp,m} = 0,46 \cdot \frac{f_{ct} - \sigma_{t,m}}{\tan(35^\circ)} \cdot \frac{2 \cdot c}{d_s} \quad (6.35)$$

Die sich ergebenden Verbundspannungen auf der Grundlage von mittleren bzw. charakteristischen Betonfestigkeiten sind in Bild 6.19 und 6.20 für verschiedene Betondeckungen und für Randbedingungen ohne Querkzug dargestellt. Im Vergleich zu DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] mit $\tau_m = 2,25 \cdot f_{ct}$ ergeben sich für Betondeckungen $c/d_s < 1,7$ niedrigere Werte (Bild 6.19). Bei einer anliegenden Querkzugbelastung $\sigma_{t,m}$ würden sich die zulässigen Verbundspannungen zur Vermeidung von Spaltrissen weiter verringern.

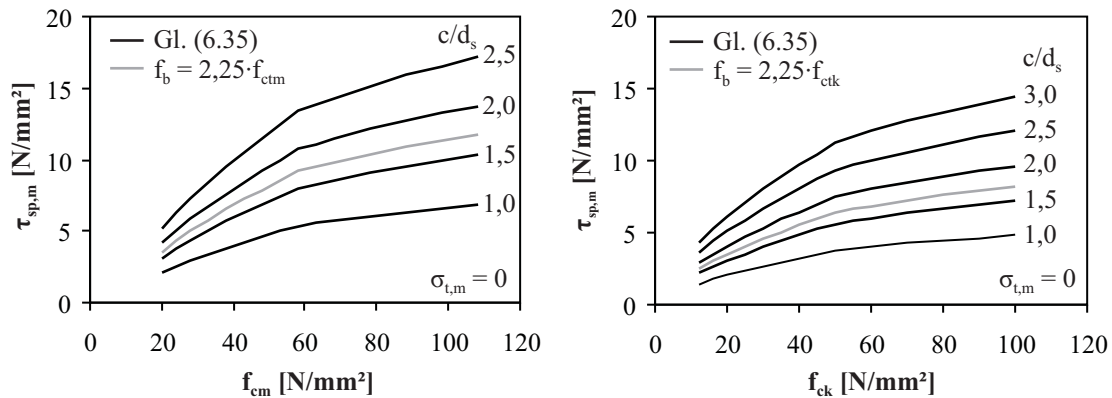


Bild 6.19: Vergleich der zulässigen Verbundspannungen bei Spaltbruchversagen ohne Querzug mit den Werten nach DIN EN 1992-1-1 [26]

In Bild 6.20 sind die mittleren Verbundspannungen $\tau_{sp,m}$ den Verbundspannungen τ_m nach Gl. (6.21) zur Einhaltung der zulässigen Stabendverschiebung $s_0/s_{0,max,0}$ für das Kriterium nach Gl. (6.19) gegenübergestellt. Wird am belasteten Stabende die Fließgrenze erreicht, sind je nach mittlerer Betonfestigkeit f_{cm} für Betondeckungen von $c/d_s = 2 \dots 3$ die Verbundspannungen $\tau_{sp,m}$ zur Vermeidung von Spalttrissen maßgebend. Werden die charakteristischen Betonfestigkeiten bei der Berechnung der Verbundwiderstände zugrunde gelegt, sind die Verbundspannungen $\tau_{sp,m}$ ab einer Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ und einer Betondeckung $c/d_s = 3$ nicht mehr maßgebend. Je niedriger die Stabbelastung ausfällt, desto kleinere Betondeckungen können ohne Längsrissbildung realisiert werden.

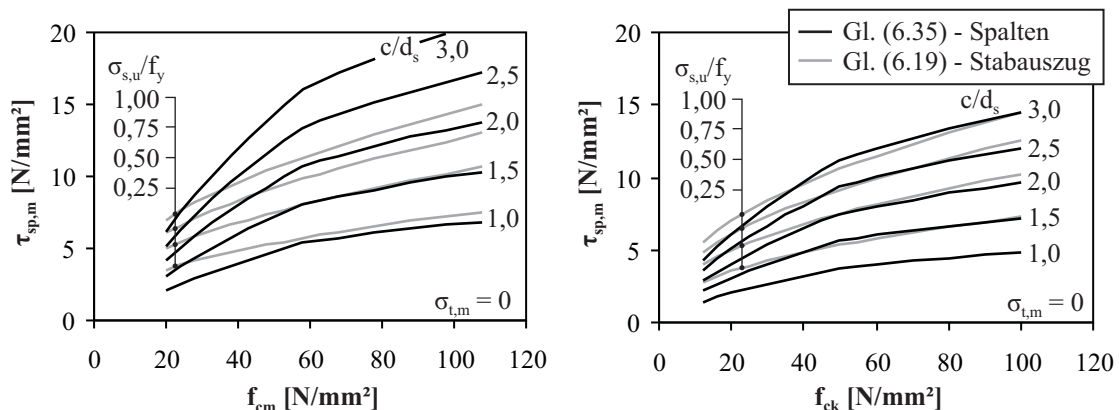


Bild 6.20: Vergleich der zulässigen Verbundspannungen ohne Querzug bei Spaltbruch und Stabauszug (ohne Querzug)

Werden zur Vermeidung von Spalttrissen die zulässigen Verbundspannungen reduziert, ergeben sich bei gleicher Länge l_b in Abhängigkeit der Betondeckung deutlich geringere Kräfte F_s , die verankert werden können. Ist eine Querzugbelastung vorhanden, fallen diese noch kleiner aus. Es stellt sich somit die Frage, ob es überhaupt sinnvoll ist, die Vermeidung von Längsrissen anzustreben, wie es im Heft 300 des DAfStb [111] geschrieben steht. DIN 1045-1 [21] bzw. DIN EN 1992-1-1 [26] sieht daher vor, die Ringzugspannungen im Verankerungsbereich von Stäben mittels einer konstruktiven Querbewehrung in Form von Bügeln bei Balken und Stützen bzw. Querstäben bei Platten und Wänden aufzunehmen. Damit wird zum einen der Spaltbruchwiderstand der Betondeckung erhöht und zum anderen das Aufweiten und Ausbreiten sich bildender Längsrisse kontrolliert, um ein schlagartiges Verbundversagen zu vermeiden. Ist eine solche Querbewehrung vorhanden, können zur Berechnung der Verankerungslänge die zulässigen Verbundspannungen nach Tabelle 6.3 oder 6.4 bzw. Gl. (6.21) und Gl. (6.24) verwendet werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Der vielseitig einsetzbare Verbundwerkstoff Stahlbeton wird maßgeblich durch die Materialeigenschaften der Verbundpartner Stahl und Beton sowie durch deren Verbundeigenschaften geprägt. Das Verbundverhalten der beiden Komponenten wiederum unterliegt dem Einfluss zahlreicher Faktoren, die sich mehr oder weniger stark auf die Verbundqualität auswirken. Dies betrifft zum einen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und zum anderen auch den Zeitpunkt und die Art des Verbundversagens.

Eine wichtige Rolle bei der Betrachtung des Verbundverhaltens spielen mehraxiale Spannungszustände. In einer Vielzahl von Stahlbetonbauteilen sind Verbundzonen vorhanden, in denen der Stab und der umgebende Beton nicht nur eine Beanspruchung in Stablängsachse erfahren sondern auch quer dazu. Neben einer Querdrukbeanspruchung kann auch eine Querkzugbelastung auftreten, die bei der Überschreitung der Betonzugfestigkeit zur Bildung von Rissen entlang des Stabes führt.

Für eine realistische Vorhersage des Last-Verformungs-Verhaltens von Stahlbetonstrukturen sowie eine sichere Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ist es von enormer Bedeutung das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton zu berücksichtigen. Dabei müssen auch die Auswirkungen der maßgebenden Einflussfaktoren möglichst genau erfasst werden, um eine Über- bzw. Unterdimensionierung des maßgebenden Verbundbereichs zu vermeiden.

Im Zuge des Literaturstudiums stellten sich als wichtigste Einflussfaktoren die Rippengeometrie, die Betonfestigkeit und die Umschnürungswirkung durch die Betondeckung und/oder Querbewehrung heraus. Bisherige experimentelle Untersuchungen zeigten, dass sich eine Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche hauptsächlich durch eine Verringerung der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton, d. h. in einer erhöhten Verbundsteifigkeit, widerspiegelt. Eine Zunahme der Betonfestigkeit hingegen führte sowohl zu einer Erhöhung der Verbundspannungen als auch zu einer Verringerung der Schlupfwerte. Die Dicke des umgebenden Betons bzw. eine vorhandene Querbewehrung wirken sich hauptsächlich auf die Verbundversagensart aus. Eine ausreichend große Betondeckung kann die durch die Keilwirkung der Rippen verursachte Entstehung von Spaltrissen entlang des Stabes verhindern. Eine ausreichende Menge an Querbewehrung sorgt selbst bei kleinen Betondeckungen dafür, dass sich existierende Spaltrisse nicht unkontrolliert öffnen und anstelle eines Spaltbruchversagens ein Verbundversagen infolge des Stabauszugs eintritt.

Bisherige Forschungsarbeiten zum Einfluss einer quer zum Stab angreifenden Belastung zeigten die günstigen Auswirkungen von Querdrukspannungen, die bis zu einem gewissen Maße eine Erhöhung des Verbundwiderstandes verursachen. Eine Querkzugbelastung führt bei kleinen Betondeckungen stets dazu, dass das Verbundversagen infolge Spaltbruchs bei geringeren Verbundspannungen als ohne Querkzug eintritt. Der Querkzugeinfluss bei großen Betondeckungen, d. h. bei einem Verbundversagen durch Stabauszug, wurde bisher nicht untersucht, so dass auch keine Aussagen darüber abgeleitet werden konnten, wann mit welchem Verbundversagensmodus zu rechnen ist.

Es wurde daher ein Versuchsprogramm konzipiert, welches die noch offenen Fragen zum Verbundverhalten von Betonstahl unter Querkzug untersuchen sollte und dessen Durchführung und Auswertung Inhalt der vorliegenden Arbeit ist. Es kamen würfelförmige Ausziehkörper mit einer Kantenlänge von 200 mm und einem zentrisch einbetonierten Betonstahl zum Einsatz. Die kurze Verbundlänge vom zweifachen Stabdurchmesser wurde in der Mitte des Probekörpers angeordnet. Die Einleitung der Querkzugbelastung erfolgte über

steife Stahlplatten, die an die Seitenflächen der Würfel angeklebt waren. Als wesentlicher Parameter wurde die Höhe der Querkzugbelastung variiert. Dabei konnte der Belastungsbereich unterhalb der Risslast des Betons mit insgesamt fünf Querkzugniveaus abgedeckt werden. Als Referenz wurden Ausziehversuche ohne Querkzugbelastung geprüft. Weiterhin erfolgte die Variation des Stabdurchmessers, so dass sich bei den konstanten Außenabmessungen drei verschiedene Betondeckungen ergaben. Die Probekörper wurden mit einem Beton C20/25 und C40/50 ausgeführt, da zusätzlich der Einfluss der Betonfestigkeit untersucht werden sollte. Um nicht nur die längs gerichtete Komponente der Verbundtragwirkung, sondern auch den radial um den Stab ausstrahlenden Verbundwiderstandsanteil zu erfassen, erfolgte die Prüfung sogenannter Ringtests, d. h. flacher zylinderförmiger Ausziehkörper, die durch einen Stahlring eingefasst waren. Weiterhin wurde der Einfluss der Verbundlänge im Ausziehversuch für zwei verschiedene Probekörpertypen mit und ohne Querbewehrung untersucht. Die Verbundlänge variierte dabei zwischen dem zwei- bis zehnfachen Stabdurchmesser.

Bei der Beurteilung eines Querkzugeinflusses auf das Verbundverhalten wurden zunächst die Auswirkungen auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen untersucht. Weiterhin stand der Einfluss auf den Versagensmechanismus des Verbundes, d. h. auf den Versagensmodus und -zeitpunkt sowie die dazugehörigen maximalen Verbundspannungen und Schlupfwerte, im Mittelpunkt der Auswertung. Unter Beachtung der Streubreite der Versuchsergebnisse können zwischen den Referenzversuchen ohne Querkzug sowie den Versuchen mit unterschiedlich hohen Querkzugniveaus keine signifikanten Unterschiede in der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, ausgenommen des jeweiligen Versagenspunktes, festgestellt werden. Der Verbundversagensmechanismus hingegen wird von einer anliegenden Querkzugbeanspruchung sehr stark beeinflusst. Hierbei stellt sich die Dicke der den Stab umgebenden Betondeckung als maßgebender Einflussfaktor heraus. Mit steigender Querkzugbelastung und sinkender Betondeckung tritt statt eines Ausziehversagens ein immer früher einsetzendes Spaltbruchversagen auf.

Aus den Ringtests wurden auf Basis der gemessenen Stahlringdehnungen hauptsächlich Aussagen über den Winkel α zwischen der Verbundspannung τ und dem auf den umgebenden Beton wirkenden Innendruck p_i abgeleitet. Wird von einer konstanten Verbundspannung τ ausgegangen, ergibt sich ein über die Verbundlänge variierender Innendruck p_i . Infolge dessen ist auch der Winkel α nicht konstant und nimmt vom belasteten zum unbelasteten Stabende kontinuierlich ab. Als Ausgangspunkt für alle Betrachtungen wird stets der Winkel α am belasteten Stabende herangezogen, da dieser für die unterschiedlichen Probekörpertypen und Randbedingungen im realen Bauteil am ehesten vergleichbar ist.

Die Ergebnisse von Ausziehversuchen werden meist in Form von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aufbereitet und weiterverwendet. Hierbei wird die Ausziehkraft über die im Versuch vorhandene Verbundlänge in eine mittlere Verbundspannung τ umgerechnet und gegen den Schlupf s_0 am unbelasteten Stabende aufgetragen. Während für sehr kurze Verbundlängen von einer konstanten Verbundspannungsverteilung ausgegangen werden kann, ist dies bei längeren Verbundlängen nicht der Fall. Die maßgebende Einflussgröße im Verbundversuch stellt somit die Verbundlänge dar. Mit steigender Verbundlänge nehmen zwar die maximalen Ausziehkraft zu, die über die Verbundlänge gemittelten maximalen Verbundspannungen τ_{max} jedoch ab. Dies bestätigen auch die eigenen Versuchsergebnisse. Darüber hinaus können anhand des zusammengestellten Datensatzes erstmals Aussagen zum zugehörigen Schlupfwert $s_{0,max}$ am freien Stabende abgeleitet werden. Dieser nimmt für Verbundlängen größer dem fünffachen Stabdurchmesser mit steigender Verbundlänge in stärkerem Maße als die Verbundspannung τ_{max} ab. Weiterhin wird gezeigt, dass für die Verbundspannungen des gesamten ansteigendes Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ein abfallender Verlauf mit zunehmender Verbundlänge in gleichem Maße wie bei τ_{max} vorhanden ist, sofern als Vergleichsbasis für die Verbundspannungen der normierte Schlupf $s_0/s_{0,max}$ dient.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens wird eine empirische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gewählt. Die Kalibrierung erfolgt sowohl an Daten aus der Literatur als auch an den eigenen Versuchsergebnissen. Das Verbundmodell basiert auf einer kurzen Verbundlänge, die maximal den fünffachen Stabdurch-

messer beträgt. Grundlage ist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Stabauszug, welche durch die maximale Verbundspannung τ_{max} und den zugehörigen Schlupf $s_{0,max}$ charakterisiert wird. Die Formulierung dieser beiden Kenngrößen wird in Abhängigkeit der beiden wichtigsten Einflussfaktoren, der Betonfestigkeit und der Stabrippengeometrie, vorgenommen. Im Falle eines Spaltbruchversagens kann bis zum Auftreten der Spaltrisse vom gleichen Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ausgegangen werden. Der Verbundwiderstand τ_{sp} bis zum Aufspalten der Betondeckung wird mit dem Modell eines dickwandigen Betonzylinders unter Innendruckbelastung bestimmt. Die Umrechnung zwischen Innendruck und Verbundspannung erfolgt mittels der aus den Ringtests abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten für den Winkel α . An dieser Stelle findet ebenso der Einfluss einer Querkzugbelastung Eingang in die Berechnungen. Hierbei stellen sich die Betonzugfestigkeit und die bezogene Betondeckung c/d_s als maßgebende Einflussfaktoren heraus. Mit steigender Querkzugbelastung ergibt sich ein geringerer Verbundwiderstand τ_{sp} , so dass die Spaltrisse entlang des Stabes bei immer kleineren Belastungen eintreten.

Sind die beiden Grenzwerte, zum einen für den Stabauszug und zum anderen für das Spaltbruchversagen bekannt, können sogenannte Versagensgrenzlinien ermittelt werden. In Abhängigkeit der Betonfestigkeit, der Betondeckung und der Höhe der Querkzugbelastung geben diese an, welche der beiden Verbundversagensarten zu erwarten ist. Mit steigender Betonfestigkeit sinkt die erforderliche Betondeckung, um ein Spaltbruchversagen zu vermeiden. Ohne Querkzug liegt die Grenze zum Spaltbruchversagen für Normalbeton bei einer Betondeckung, die in etwa dem zwei- bis dreifachen Stabdurchmesser entspricht. Tritt eine Querkzugbeanspruchung auf, müssen ab einer Querkzugspannung von 70 % der Betonzugfestigkeit weit größere Betondeckungen eingehalten werden als in gültigen Normen festgelegt sind, um ein Spaltbruchversagen zu verhindern.

Mittels der verfügbaren Daten aus der Literatur und der eigenen Versuchsergebnisse kann die Abhängigkeit zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{max} bei Stabauszug bzw. dem zugehörigen Schlupfwert $s_{0,max}$ und der Verbundlänge im Ausziehversuch formuliert werden. Somit ist es möglich, für jede beliebige Verbundlänge eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aufzustellen, die den Zusammenhang zwischen der mittleren Verbundspannung und dem Schlupf am freien Stabende beschreibt. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit werden Verformungskriterien für das unbelastete Stabende aufgestellt, deren Ableitung anhand von Versuchen an realen Einbettungslängen aus der Literatur erfolgt. Es ergeben sich daraus mittlere Verbundspannungen in Abhängigkeit der Belastungshöhe, die zur Berechnung von Verankerungslängen und Rissabständen in Form von Gleichungen und Tabellen zur Verfügung gestellt werden. Zur Verankerung einer Kraft, bei der am belasteten Stabende die Fließgrenze des Stahls erreicht wird, ergeben sich etwas höhere mittlere Verbundspannungen als nach dem unteren Grenzwert gemäß DIN EN 1992-1-1 [26].

Bezüglich einer Aussage zur Spaltbruchgefahr ist ebenfalls eine Übertragung der Ergebnisse kurzer Verbundlängen auf reale Einbettungslängen möglich. Für lange Verbundlängen wird angenommen, dass der Spalttriss dann eintritt, sobald das lokale Verbundspannungsmaximum $\tau_{max,lok}$ entlang einer realen Einbettungslänge die Verbundspannung τ_{sp} aus einem Ausziehversuch mit kurzer Verbundlänge überschreitet. Im Vergleich zu DIN EN 1992-1-1 [26] ergeben sich für bezogene Betondeckungen kleiner dem 1,7-fachen Stabdurchmesser niedrigere Werte für die zulässigen mittleren Verbundspannungen zur Vermeidung von Spalttrissen, die sich bei einer anliegenden Querkzugbelastung zusätzlich verringern.

7.2 Ausblick

Mit dem vorgestellten Verbundmodell für kurze Verbundlängen ist es möglich, für eine Vielzahl von Parameterkombinationen lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen anzugeben. Diese wiederum können in analytischen Berechnungsverfahren oder zur Implementierung in FE-Modelle genutzt werden, um

die Vorhersagequalität des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen weiter zu verbessern. Da der dem Verbundmodell zugrunde liegende Datensatz einen großen Bereich der Betondruckfestigkeit von 20 N/mm^2 bis 150 N/mm^2 und der bezogenen Rippenfläche von 0,02 bis 0,30 umfasst, wird von einer Gültigkeit für die zulässigen Betone nach DIN EN 1992-1-1 [26] und Betonstähle nach DIN 488-2 [23] ausgegangen.

Weiterhin werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie aus einem einfachen genormten Ausziehversuch zulässige Verbundspannungen und Verschiebungswerte für die Bemessung in den Grenzzuständen abgeleitet werden können. Hier stellt sich jedoch die Frage nach der Übertragbarkeit auf höherfeste Betone, da der verwendete Datensatz zum Einfluss der Verbundlänge nur Betonfestigkeiten bis 45 N/mm^2 beinhaltet. An dieser Stelle wäre eine Verifizierung mittels Versuchsergebnissen an hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton wünschenswert.

Darüber hinaus können die vorgestellten Ergebnisse als Grundlage für die Weiterentwicklung entsprechender Verbundmodelle für die Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonstrukturen unter besonderer Beachtung des Parameters Querkzug genutzt werden. Hierbei ist unter anderem die Frage von Interesse, wie eine vorhandene Querbewehrung die Spaltrissbildung beeinflusst. Durch die Berücksichtigung der Überlagerung von Längs- und Querrissbildung in aktuellen Rissbreitenmodellen sind in der Folge realitätsnähere Bemessungsmethoden von Bauteilen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit möglich, was sowohl eine Steigerung der Dauerhaftigkeit als auch der Sicherheit erwarten lässt. Um eine Unterschätzung des Tragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen unter mehraxialer Beanspruchung zu vermeiden, sollte der Einfluss einer Querkzugbelastung auf die Verbundversagensart nicht vernachlässigt werden. Dies betrifft unter anderem alle Bauteile, bei denen eine zweiachsigel Zugbelastung auftritt und somit vor allem die Bereiche des Hoch-, Industrie-, Brücken- und Behälterbaus.

Literaturverzeichnis

- [1] ABRAMS, D. A.: *Tests of bond between concrete and steel*, Engineering Experiment Station, University of Illinois. Urbana, 1913 (Bulletin No. 71)
- [2] ABRISHAMI, H. H. ; MITCHELL, D.: Analysis of bond stress distributions in pullout specimens. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 122 (1996), Nr. 3, S. 255–261
- [3] ABRISHAMI, H. H. ; MITCHELL, D.: Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), S. 703–710
- [4] ACI 318-11: *Building Code Requirements for Structural Concrete*. August 2011
- [5] ACI 408.2R-92: *State-of-the-art report on bond under cyclic loads. Reported by ACI Committee 408*. August 1992
- [6] ACI 408R-03: *Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*. September 2003
- [7] ALVAREZ, M.: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 1998
- [8] BACH, C.: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. In: *Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*. Berlin : Kommissionsverlag von Julius Springer, 1905 (22), S. 1–41
- [9] BACH, C.: Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen. In: *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure* 55 (1911), Nr. 21, S. 859–860
- [10] BAUS, R.: Proposition de détermination des longueurs pratiques d’ancrage à partir des contraintes de rupture d’adhérence données par le beam test. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages, Bulletin d’Information No. 48*. Comité Européen du Béton (CEB), 1965, S. 106–121
- [11] BAUS, R. ; CLAUDE, G.: Essai de Synthèse Bibliographique des connaissances sur le mécanisme de l’adhérence et des ancrages. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages, Bulletin d’Information No. 66*. Comité Européen du Béton (CEB), 1968, S. 135–213
- [12] BIGAJ, A. J.: *Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC, Report 25.5-95-II*, Stevin Laboratory, Delft University of Technology. 1995
- [13] BILCIK, J. ; PRIECHODSKY, V.: Stresses and Strains in a Model Ring under Internal Radial Pressure. In: *Structural Concrete - IABSE Colloquium Stuttgart*, 1991
- [14] BONZEL, J. ; BUB, H. ; FUNK, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen: Band I - DIN 1045*. Berlin / München / Düsseldorf : Wilhelm Ernst & Sohn, 1972
- [15] CEB-COMMISSION II: State of Art Report CEB-Com. II. In: *Aciers - Adhérence - Ancrages. Caractères exigentiels des aciers. Bulletin d’Information No. 104*. Comité Européen du Béton (CEB), 1974
- [16] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB): *CEB-FIP Model Code 1990. Design Code*. London : Thomas Telford, 1993
- [17] CURBACH, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*, Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1987

- [18] DARWIN, D. ; GRAHAM, E. K.: Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars. In: *ACI Structural Journal* 90 (1993), Nr. 6, S. 646–657
- [19] DE GROOT, A. K. ; KUSTERS, G. M. A. ; MONNIER, Th.: Numerical Modelling of Bond-Slip Behaviour. In: *Heron* 26 (1981), S. 1–90
- [20] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau. Bemessung und Ausführung*. Januar 1972
- [21] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. August 2008
- [22] DIN 12390-2: *Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009*. August 2009
- [23] DIN 488-2: *Betonstahl – Betonstabstahl*. August 2009
- [24] DIN 488-2: *Betonstahl – Betonstabstahl*. Juni 1986
- [25] DIN EN 10080: *Stahl für die Bewehrung von Beton – Schweißgeeigneter Betonstahl – Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005*. August 2005
- [26] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Januar 2011
- [27] DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Januar 2011
- [28] DIN EN ISO 15630-1: *Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton – Prüfverfahren – Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht; Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2010*. Februar 2011
- [29] DJABRY, W.: *Contribution a l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton - Rapport No. 184*, EMPA Zürich. 1952
- [30] DUDA, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 419*. Beuth Verlag, 1991
- [31] ECKFELDT, L.: *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2005
- [32] ECKFELDT, L. ; SCHRÖDER, S. ; LINDORF, A. ; LEMNITZER, L. ; HAMDAN, A. ; CURBACH, M.: *Verbesserung der Vorhersagequalität von sehr kleinen Rissbreiten*. Fraunhofer IRB Verlag, 2009 (T3219)
- [33] EIBL, J. ; IDDA, K. ; LUCERO-CIMAS, H.-N.: *Verbundverhalten bei Querkzug*. Fraunhofer IRB Verlag, 1998 (T2821)
- [34] ELIGEHAUSEN, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 301*. Ernst & Sohn, 1979
- [35] ELIGEHAUSEN, R. ; KRELLER, H. ; LANGER, P.: *Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe mit praxisüblicher Betondeckung*, Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart. 1989
- [36] ELIGEHAUSEN, R. ; MAYER, U. ; LETTOW, S.: *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen in Stahlbetonbauteilen. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben EL 72/8-1+2*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart. 2000

- [37] ELIGEHAUSEN, R. ; POPOV, E. P. ; BERTERO, V. V.: *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations - Report No. UCB/EERC-83/23*, Earthquake Engineering Center, University of California. Berkeley, 1983
- [38] EVANS, R. ; MARATHE, M.: Stress Distribution around Holes in Concrete. In: *Materials and Structures* 1 (1968), S. 57–60
- [39] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB): *Model Code 2010. First complete draft. Volume 1. fib bulletin 55*. April 2010
- [40] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB): *Model Code 2010. First complete draft. Volume 2. fib bulletin 56*. April 2010
- [41] FINGERLOOS, F.: Bauen im Bestand. Zuordnung historischer Betonfestigkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), S. 214–220
- [42] GAMBAROVA, P. G. ; PLIZZARI, G. A. ; ROSATI, G. ; RUSSO, G.: Bond Mechanics Including Pull-out and Splitting Failures. In: *Bond of reinforcement in concrete. State-of-the-art report. fib bulletin 10*, 1999
- [43] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P. ; ZASSO, B.: Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration. In: *Materials and Structures* 22 (1989), S. 347–356
- [44] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P. ; ZASSO, B.: Steel-to-concrete bond after concrete splitting: test results. In: *Materials and Structures* 22 (1989), S. 35–47
- [45] GERSTER, R.: *Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in Stahlbetonbauteilen bei Brandeinwirkung*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1989
- [46] GOPALARATNAM, V. S. ; SHAH, S. P.: Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension. In: *ACI Journal* 3 (1985), S. 310–323
- [47] GOTO, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: *ACI Journal* 68 (1971), Nr. 4, S. 244–251
- [48] HAWKINS, N. M. ; LIN, I. J. ; JEANG, F. L.: Local Bond Strength of Concrete for Cyclic Reversed Loadings. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982, S. 151–161
- [49] HEILMANN, H. G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. In: *Beton* 19 (1969), Nr. 2, S. 68–70
- [50] HEILMANN, H. G. ; HILSDORF, H. ; FINSTERWALDER, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 203*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1969
- [51] HESSHEIMER, M. F. ; KLAMERUS, E. W. ; LAMBERT, L. D. ; RIGHTLY, G. S.: *Overpressurization Test of a 1:4 Scale Prestressed Concrete Containment Vessel Model (NUREG/CR-6810)*, Sandia National Laboratories für U.S. Nuclear Regulatory Commission & Nuclear Power Engineering Corporation (Japan). San Diego, 2003
- [52] HILLERBORG, A. ; MODEER, M. ; PETERSSON, P. E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), S. 773–782
- [53] HUANG, Z. ; ENGSTRÖM, B. ; MAGNUSSON, J.: Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete. In: *4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete*. Paris, 1996

- [54] IDDA, K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*, Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1999
- [55] JANOVIĆ, K.: *Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren*, Bericht Nr. 1349, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. 1979
- [56] KANKAM, C. K.: Relationship of bond stress, steel stress, and slip in reinforced concrete. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 123 (1997), S. 79–85
- [57] KEUSER, M.: *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen*. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1985
- [58] KEUSER, M. ; PURAINER, R. ; BRUNNER, S. R.: Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung. In: *Beton - und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 7, S. 552–560
- [59] KEUSER, M. ; RÜDIGER, L. ; HALLERMANN, N.: Platten aus Stahlbeton unter zweiaxialer Biegebeanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), S. 296–309
- [60] KIMURA, H. ; JIRSA, J. O.: Effects of bar deformation and concrete strength on bond of reinforcing steel to concrete. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 1, 2*. Riga, 1992, S. 1–100–1–109
- [61] KIMURA, H. ; JIRSA, J. O.: *Effects of bar deformation and concrete strength on bond on reinforcing steel to concrete*, University of Texas. 1992
- [62] KRELLER, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 409*. Beuth Verlag, 1990
- [63] KRIPS, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. In: *Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt – Heft 33*. Ernst & Sohn, 1985
- [64] KURZ, W.: *Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton*, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1997
- [65] LAHNERT, B. J. ; HOUDE, J. ; GERSTLE, K. H.: Direct Measurement of Slip Between Steel and Concrete. In: *ACI Journal* 83 (1986), S. 974–982
- [66] LEMNITZER, L. ; ECKFELDT, L. ; LINDORF, A. ; CURBACH, M.: Biaxial tensile strength of concrete – answers from statistics. In: *Tailor made concrete structures. New solutions for our society. Proceedings of the international fib symposium*, 2008
- [67] LEMNITZER, L. ; JUST, M. ; CURBACH, M.: Bond in reinforced concrete under transverse tension. In: *Bond in Concrete - Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposium*, 2012
- [68] LEMNITZER, L. ; SCHRÖDER, S. ; CURBACH, M.: *Der Einfluss von Querkzug auf die Rissbildung und den Verbund zwischen Beton und Bewehrung in Stahl- und Spannbetoncontainments*, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden. 2011. – Abschlussbericht
- [69] LEMNITZER, L. ; SCHRÖDER, S. ; LINDORF, A. ; CURBACH, M.: Bond behaviour between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments. In: *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20)*, 2009
- [70] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 1. Auflage. Springer Verlag, 1973
- [71] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. 3. Auflage. Springer Verlag, 1984

- [72] LETTOW, S.: *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße*, Universität Stuttgart, Dissertation, 2006
- [73] LIN, F.: *Materialmodelle und Querschnittsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter extrem dynamischer Beanspruchung*, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 2005
- [74] LINDORF, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 1, S. 53–59
- [75] LINDORF, A.: *Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querkzug*, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2011
- [76] LINDORF, A. ; LEMNITZER, L.: Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In: 48. *Forschungskolloquium des DAfStb*, 2007, S. 35–50
- [77] LINDORF, A. ; LEMNITZER, L. ; CURBACH, M.: Experimental investigations on bond behaviour of reinforced concrete under transverse tension and repeated loading. In: *Engineering Structures* 31 (2009), Nr. 7, S. 1469–1476
- [78] LOSBERG, A ; OLSSON, P. A.: Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars. In: *ACI Journal* 76 (1979), Nr. 1, S. 5–18
- [79] MAINS, R. M.: Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars. In: *ACI Journal* 23 (1951), S. 225–252
- [80] MAINZ, J.: *Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl*, Technische Universität München, Dissertation, 1993
- [81] MALVAR, L. J.: *Bond of Reinforcement Under Controlled Confinement*, Naval Facilities Engineering Service Center. Port Hueneme, Kalifornien, 1991
- [82] MALVAR, L. J.: Bond of reinforcement under controlled confinement. In: *ACI Materials Journal* 89 (1992), Nr. 6, S. 593–601
- [83] MARTIN, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 228*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1973
- [84] MARTIN, H.: Bond Performance of Ribbed Bars (Pull-out-test) - Influence of Concrete and Consistency. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982, S. 289–299
- [85] MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen. Auswertung von Ausziehversuchen. In: *Aus unseren Forschungsarbeiten IV* Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Bauingenieurwesen III, Technische Universität München, 1978
- [86] MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 319*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1981
- [87] MARTIN, H. ; SCHIESSL, P. ; SCHWARZKOPF, M.: Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens für Rißbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen. In: *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik – Heft 309*. Bundesministerium für Verkehr, 1980, S. 34–66
- [88] MATHEY, R. G. ; WATSTEIN, D.: Investigation of Bond in Beam and Pull-out Specimens with High-Yield-Strength Deformed Bars. In: *ACI Journal* 57 (1961), Nr. 9, S. 1057–1090

- [89] MIRZA, S. M. ; HOUDE, J.: Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete. In: *ACI Journal* 76 (1979), S. 19–46
- [90] MÜLLER, F. P. ; EISENBIEGLER, W.: Ermittlung der Verbundspannungen an gedrückten einbetonierten Betonstählen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 319*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1981
- [91] MÜLLER, F. P. ; KEINTZEL, E. ; CHARLIER, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau - Teil I: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 342*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1983
- [92] MODENA, C.: Bond behaviour with longitudinal cracks of normal and epoxy coated deformed bars. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 3-7*. Riga, 1992, S. 5–31–5–40
- [93] NAGATOMO, K. ; KAKU, T.: Bond behaviour of deformed bars under lateral compressive and tensile stress. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 1, 2*. Riga, 1992, S. 1–69–1–78
- [94] NAGATOMO, K. ; KAKU, T. ; MATSUBARA, S.: Influence of lateral tensile stress on bond characteristics of deformed bars. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* 12 (1990), S. 485–490
- [95] NAVARATNARAJAH, V.: Influence of Tensile Release in Concrete on Transfer Bond of Reinforcement Bars. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond of Concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982, S. 250–261
- [96] NAVARATNARAJAH, V. ; SPEARE, P. R. S.: An experimental study of the effects of lateral pressure. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2* 81 (1986), S. 697–715
- [97] NAWY, E. G. ; ORENSTEIN, G. S.: Crack width control in reinforced concrete two-way slabs. In: *ASCE Journal of the Structural Division* 96 (1970), Nr. 3, S. 701–721
- [98] NEUNER, J. ; STÖCKL, S. ; GRASSER, E.: Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruckbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 299*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1978
- [99] NILSON, A. H.: *Bond stress-slip relations in reinforced concrete. Report No. 345*, Department of Structural Engineering, Cornell University. Ithaca, New York, 1971
- [100] NOAKOWSKI, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 80 (1985), Nr. 7, S. 185–192
- [101] NOAKOWSKI, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 80 (1985), Nr. 8, S. 215–221
- [102] NOGHABAI, K.: Splitting of Concrete Covers - A fracture Mechanics Approach. In: WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Volume II*. Freiburg, 1995, S. 1575–1584
- [103] NOGHABAI, K.: *Effect of tension softening on the performance of concrete structures: experimental, analytical and computational studies*, Luleå University of Technology, Dissertation, 1998
- [104] ORANGUN, C. O. ; JIRSA, J. O. ; BREEN, J. E.: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices. In: *ACI Journal* 74 (1977), Nr. 3, S. 114–122
- [105] PLIZZARI, G. A. ; DELDOSSI, M. A. ; MASSIMO, S.: Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars. In: *Magazine of Concrete Research* 50 (1998), Juni, Nr. 2, S. 161–177
- [106] PURAINER, R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiachsender Zugbeanspruchung*, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, 2005

- [107] REHM, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 138*. Ernst & Sohn, 1961
- [108] REHM, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: KNITTEL, G. (Hrsg.) ; KUPFER, H. (Hrsg.): *Stahlbetonbau - Berichte aus Forschung und Praxis. Festschrift Rüsch*. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1969, S. 79–96
- [109] REHM, G.: Quo Vadis Betonstahl. In: *Betonbau in Forschung und Praxis - Festschrift zum 60. Geburtstag von György Iványi*. Düsseldorf : Verlag Bau + Technik, 1999, S. 19–31
- [110] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R.: Bond of Ribbed Bars Under High Cycle Repeated Loads. In: *ACI Journal* 76 (1979), Nr. 2, S. 297–309
- [111] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R. ; NEUBERT, B.: Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 300*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1979
- [112] REHM, G. ; MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton - Ausziehversuche an gefrästen Stählen - Bericht Nr. 2203*, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Hochschule München. 1970
- [113] REINHARDT, H. W. ; VAN DER VEEN, C.: Splitting Failure of a Strain-softening Material due to Bond Stresses. In: CARPINTERI, A. (Hrsg.): *Application of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*, Elsevier Applied Science, 1992, S. 333–346
- [114] REMMEL, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 444*. Beuth Verlag, 1994
- [115] REUTER, M. ; ELIGEHAUSEN, R.: Einfluß der Lasteinleitung durch Befestigungen auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. In: *Bauingenieur* 67 (1992), S. 461–474
- [116] RICHTER, T.: *Untersuchung zur Verankerung von Betonrippenstahl*, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1984
- [117] RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: 1. Essai par flexion / Bond test for reinforcing steel: 1. Beam Test. In: *Matériaux et Constructions* 3 (1970), Nr. 3, S. 169–174
- [118] RILEM: Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: 2. Essai par traction / Bond test for reinforcing steel: 2. Pull-Out Test. In: *Matériaux et Constructions* 3 (1970), Nr. 3, S. 175–178
- [119] RILEM: *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*. E & FN Spon (Chapman & Hall), 1994
- [120] RITTER, R. ; CURBACH, M. ; TROMPETER, M. ; TEKKAYA, A. E.: Material Behavior of an UHPC Forming Die for Sheet Metal Hydroforming. In: *ACI Materials Journal* 106 (2009), Nr. 6, S. 515–522
- [121] RIZKALLA, S. H. ; HWANG, L. S. ; SHAHAWI, M. E.: Transverse reinforcement effect on cracking behaviour of R.C. members. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 10 (1983), S. 566–581
- [122] ROBINS, P. J. ; STANDISH, I. G.: The influence of lateral pressure upon anchorage bond. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Nr. 129, S. 195–202
- [123] ROSATI, G. ; SCHUMM, C.: Modeling of local bar-to-concrete bond in RC beams. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 7-12*, 1992, S. 12–34–12–43
- [124] ROSTÁSY, F. S. ; SCHEUERMANN, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 380*. Ernst & Sohn, 1987, S. 43–105
- [125] ROŠ, M.: *Tor-Stahl. Technische Vorzüge des neuen schweizerischen Bewehrungsstahles. Erste Ergänzung zum EMPA-Bericht Nr. 141*, EMPA Zürich. 1948

- [126] RÜSCH, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. In: *Beton* 2 (1969), Nr. 75, S. 55–58
- [127] RÜSCH, H. ; REHM, G.: Versuche mit Betonformstählen. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 140*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1963
- [128] RUSSWURM, D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau*. Wiesbaden / Berlin : Bauverlag, 1993
- [129] SCHEIDLER, D.: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Bruchschnittgrößen unbewehrter Betonbauteile unter Zugbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 379*. Ernst & Sohn, 1987
- [130] SCHENKEL, M.: *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 1998
- [131] SCHIESSL, P.: Grundlagen der Neureglung zur Beschränkung der Rißbreite. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 400*. Beuth Verlag, 1989
- [132] SCHMIDT-THRÖ, G. ; STÖCKL, S. ; KUPFER, H.: Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 389*. Beuth Verlag, 1988, S. 99–174
- [133] SCHOBER, H.: *Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1984
- [134] SCOTT, R. H. ; GILL, P. A. T.: Short-term distributions of strain and bond stress along tension reinforcement. In: *The Structural Engineer* 65B (1987), Nr. 2, S. 39–48
- [135] SHIMA, H. ; CHOU, L. L. ; OKAMURA, H.: Bond characteristics in post-yield range of deformed bars (Translation from Proceedings of JSCE, No. 378/V-6, Feb. 1987). In: *Concrete Library of JSCE* 10 (1987), S. 113–124
- [136] SHIMA, H. ; CHOU, L. L. ; OKAMURA, H.: Bond-Slip-Strain Relationship of Deformed Bars Embedded in Massive Concrete (Translation from Proceedings of JSCE, No. 378/V-6, Feb. 1987). In: *Concrete Library of JSCE* 10 (1987), S. 79–94
- [137] SIMONS, I. N.: *Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung*, Universität Stuttgart, Dissertation, 2007
- [138] SOLOMOS, G. ; BERRA, M.: Testing of anchorages in concrete under dynamic tensile loading. In: *Materials and Structures* 39 (2006), S. 695–706
- [139] SOLOMOS, G. ; BERRA, M.: Rebar pullout testing under dynamic Hopkinson bar induced impulsive loading. In: *Materials and Structures* 43 (2010), S. 247–260
- [140] SORETZ, S.: A comparison of beam tests and pull-out tests. In: *Matériaux et Constructions* 5 (1972), Nr. 28, S. 261–264
- [141] SORETZ, S.: Verbund zwischen Stahleinlagen und Beton als Prüf- und Verwendungseigenschaft. In: *Zement und Beton* 19 (1974), Nr. 75, S. 1–11
- [142] SOROUSHIAN, P. ; CHOI, K.: Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. In: *ACI Structural Journal* 86 (1989), Nr. 2, S. 217–222
- [143] SOROUSHIAN, P. ; CHOI, K. ; PARK, G. ; ASLANI, F.: Bond of deformed bars to concrete: Effects of confinement and strength of concrete. In: *ACI Materials Journal* 88 (1991), Nr. 3, S. 227–232
- [144] SPAROWITZ, L.: Eine geschlossene Näherungslösung für das Verbundproblem. In: OFNER, R. (Hrsg.) ; UNTERWEGER, H. (Hrsg.): *Festschrift zum sechzigsten Geburtstag von O. Univ.-Prof. Dr. techn. Dipl.-Ing. Richard Greiner*, 2001, S. 387–404

- [145] TEPFERS, R.: *A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars*, Chalmers University of Technology, Dissertation, 1973
- [146] TEPFERS, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. In: *Magazine of Concrete Research* 31 (1979), Nr. 106, S. 3–12
- [147] TEPFERS, R.: Lapped Tensile Reinforcement Splices. In: *ASCE Journal of the Structural Division* 108 (1982), S. 283–301
- [148] TEPFERS, R. ; OLSSON, P.-A.: Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 1, 2*, 1992, S. 1–89–1–99
- [149] THIENEL, K. C.: *Werkstoffe des Bauwesens. Festbeton*. Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München : Vorlesungsskript, 2008
- [150] TUE, N. V.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton – Heft 435*. Beuth Verlag, 1993
- [151] VAN DER VEEN, C.: *Cryogenic bond stress-slip relationship*, Delft University of Technology, Dissertation, 1990
- [152] VAN DER VEEN, C.: Theoretical and experimental determination of crack width in reinforced concrete at very low temperatures. In: *Heron* 35 (1990), Nr. 2, S. 1–104
- [153] VANDEWALLE, L.: Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 1, 2*, 1992, S. 1–1–1–8
- [154] WALKER, P. R. ; BATAYNEH, M. K. ; REGAN, P. E.: Bond strength tests on deformed reinforcement in normal weight concrete. In: *Materials and Structures* 30 (1997), S. 424–429
- [155] WATSTEIN, D.: Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens. In: *ACI Journal* 38 (1941), Nr. 1, S. 37–50
- [156] WATSTEIN, D.: Distribution of bond stress in Concrete pull-out specimens. In: *Journal of the American Concrete Institute* 43 (1947), S. 1041–1052
- [157] WEISSE, D.: Verbundverhalten der Bewehrung in UHFB. In: KÖNIG, G. (Hrsg.) ; HOLSCHEMACHER, K. (Hrsg.) ; DEHN, F. (Hrsg.): *Ultrahochfester Beton: Innovationen im Bauwesen*. Berlin : Bauwerk, 2003
- [158] WOLINSKI, S. ; HORDIJK, D. A. ; REINHARDT, H. W. ; CORNELISSEN, H. A. W.: Influence of aggregate size on fracture mechanics parameters of concrete. In: *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 9 (1987), S. 95–103
- [159] ZHIMING, T. ; ZHIMAN, Y.: Bond Behavior of deformed bars in high strength concrete. In: *International Conference Bond in Concrete - from research to practice. Proceedings Topics 3-7*, 1992, S. 4–11–4–18
- [160] ZILCH, K. ; NIEDERMEIER, R. ; HAAS, A.: *Verbundverhalten und Rissbreitenbeschränkung unter Querkzug*, Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Baustoffe und Konstruktion, Technische Universität München. 2008
- [161] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag, 2010

Symbolverzeichnis

Lateinische Großbuchstaben

A_c	Gesamtbetonquerschnittsfläche
$A_{c,eff}$	wirksame Betonquerschnittsfläche
$A_{c,netto}$	Nettobetonquerschnittsfläche
A_{lb}	über die Verbundlänge aufsummierte Zugringdehnung
A_{lb}^*	über die Verbundlänge aufsummierte Zugringdehnung des belasteten Stabendes bei konstanter Dehnungsverteilung
A_{PO}	über die Probekörperhöhe aufsummierte Zugringdehnung am Ausziehkörper
A_s	Querschnittsfläche Betonstahl
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul Beton
E_{cB}	Elastizitätsmodul des Probekörpers in der Mitte der Verbundzone (Punkt B)
E_s	Elastizitätsmodul Betonstahl
E_{sr}	Elastizitätsmodul Stahling im Ringtest
F	Kraft
F_{cr}	Risskraft
F_s	Kraft am belasteten Stabende
G_f	Bruchenergie
Z	Querzugkraft

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Kantenlänge Würfel
a_0	Koeffizient
a_1, a_2, a_3	Koeffizient
b	Exponent
b_0	Koeffizient
b_s	Rippenkopfbreite
c	Betondeckung
c_{li}	lichter Rippenabstand
c_s	Rippenabstand
d_H	Durchmesser Plastikhülse
d_s	Stabdurchmesser
f_{bd}	normative Bemessungsverbundspannung
f_{bm}	normative Verbundspannung (Mittelwert)
f_c	Betondruckfestigkeit allgemein
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit, Kantenlänge 150 mm
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit

f_{cr}	Erstrissspannung
f_{ct}	Betonzugfestigkeit allgemein
$f_{ct,eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
f_{ctk}	charakteristische zentrische Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
f_E	Verhältnis der E-Moduli E_{cB}/E_{cm}
f_ε	Verhältnis der gemittelten Dehnung $\varepsilon_{s,m}$ zur Dehnung ε_B in der Mitte der Verbundzone
f_{lb}	Faktor zur Berücksichtigung der Ringdehnungsverteilung in der Verbundzone
f_{PO}	Faktor zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Probekörpers
f_σ	Verhältnis von maximaler Querkzugspannung zur Spaltzugfestigkeit $\sigma_{t,m,max}/f_{ct,sp}$
f_R	bezogene Rippenfläche
f_y	Stahlfließgrenze
h	Probekörperhöhe
h_s	Rippenhöhe
k	Exponent
k_1, k_2, k_3	Exponent
k_t	Völligkeitsbeiwert
l_b	Verbundlänge
$l_{b,0}$	kurze Verbundlänge im Ausziehversuch
l_{ch}	charakteristische Länge
l_t	Einleitungslänge
n	Anzahl der radialen Risse
p	Querdruck
p_i	Innendruck
$p_{i,calc}$	rechnerischer Innendruck
$p_{i,max}$	maximal aufnehmbarer Innendruck
$p_{i,test}$	Innendruck im Versuch
$p_{i,t}$	äquivalenter Innendruck infolge der Querkzugbelastung
$p_{i,t,B}$	äquivalenter Innendruck infolge der Querkzugbelastung in der Verbundzone
$p_{i,t,m}$	mittlerer äquivalenter Innendruck infolge des Querkzugs über die Probekörperhöhe
$p_{i,\tau}$	Innendruck infolge Verbundbeanspruchung
$p_{i,\tau,red}$	reduzierter Innendruck infolge Verbundbeanspruchung
r_a	Außenradius der Betondeckung, $r_a = d_s/2 + c$
r_{cr}	Radius des gerissenen Kreistrings in der Betondeckung
r_i	Innenradius der Betondeckung, $r_i = d_s/2$
r_{pl}	Radius des plastischen Kreistrings
s	Schlupf, Stababstand
s_0	Schlupf am unbelasteten Stabende
s_0^*	normierter Schlupf $s_0/s_{0,max}$
$s_{0,0}$	zu τ_m gehöriger Schlupf im Ausziehversuch mit kurzer Verbundlänge
s_1, s_2, s_3	Schlupfwerte im Verbundmodell
$s_{0,max}$	Schlupf bei maximaler Verbundspannung τ_{max} bei Ausziehversagen
$s_{0,max,0}$	Schlupf bei maximaler Verbundspannung $\tau_{max,0}$
$s_{0,max,30}$	Schlupf bei maximaler Verbundspannung $\tau_{max,30}$
$s_{0,max,30/0,056}$	Schlupf beim Erreichen von $\tau_{max,30/0,056}$ für $f_{cm} = 30 \text{ N/mm}^2$ und $f_R = 0,056$
$s_{0,sp}$	Schlupf bei Eintreten des Spaltbruchversagens
$s_{0,sp,red}$	Schlupf beim Erreichen von $\tau_{sp,red}$

s_r	Rissabstand
s_{rm}	mittlerer Rissabstand
$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand
s_u	Schlupf am belasteten Stabende
$s_{u,max}$	Schlupf am belasteten Stabende bei maximaler Verbundspannung τ_{max}
t	Dicke
u_s	Stabumfang
v	Variationskoeffizient
w_c	Rissbreite, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden
w_k	charakteristische Rissbreite
x	Laufvariable

Griechische Großbuchstaben

$\Delta\varepsilon_{s,r}$	maximale Dehnungsdifferenz im Stahl zwischen zwei Rissen
$\Delta\varepsilon_t$	Dehnung auf der Oberfläche des Ausziehkörpers infolge der Ausziehbelastung abzüglich der Vordehnung $\varepsilon_{t,0}$ infolge des Querzugs
$\Delta\sigma_{s,r}$	maximale Spannungsdifferenz im Stahl zwischen zwei Rissen
Δx	Abstand der Messpositionen

Griechische Kleinbuchstaben

α	Exponent im Verbundmodell
α	Winkel zwischen Stabachse und resultierender Verbundwiderstandskraft
α_m	mittlerer Winkel über die Verbundlänge
α_u	Winkel am belasteten Stabende
$\alpha_{u,max}$	Winkel am belasteten Stabende beim Erreichen von τ_{max}
$\alpha_{m,max}$	mittlerer Winkel beim Erreichen von τ_{max}
$\alpha_{m,sp}$	mittlerer Winkel beim Erreichen von τ_{sp}
$\alpha_{m,sp,red}$	mittlerer Winkel beim Erreichen von $\tau_{sp,red}$
$\alpha_{u,max}$	Winkel am belasteten Stabende beim Erreichen von τ_{max}
$\alpha_{u,sp,red}$	Winkel am belasteten Stabende beim Erreichen von $\tau_{sp,red}$
$\alpha_{I/II/III}$	Winkel im Ringtest an Position I, II, III
β	Vorfaktor
$\varepsilon_{A/B/C}$	Betondehnung im Punkt A/B/C des Ausziehkörpers
$\varepsilon_{B,0}$	Vordehnung auf der Oberfläche des Ausziehkörpers infolge des Querzugs im Punkt B
$\varepsilon_{B,m}$	mittlere Betondehnung infolge des Querzugs in der Verbundzone
ε_c	Betondehnung allgemein
ε_{cm}	mittlere Betondehnung zwischen zwei Rissen
ε_{cr}	Zugbruchdehnung des Betons
ε_{ct}	maximale Betondehnung zwischen zwei Rissen
$\varepsilon_{o,m}$	mittlere Betondehnung auf der Oberseite des Ausziehkörpers
ε_s	Betonstahldehnung allgemein
$\varepsilon_{s,cr}$	Dehnung des Stahls bei der Erstrissbildung
$\varepsilon_{s,m}$	mittlere Betondehnung auf der Seitenfläche des Ausziehkörpers
ε_{sm}	mittlere Stahldehnung zwischen zwei Rissen
ε_{sr}	Stahlringdehnung im Ringtest
$\varepsilon_{s,r}$	Stahldehnung im Riss

ε_t	Dehnung in Quersugsrichtung auf der Oberfläche des Ausziehkörpers
$\varepsilon_{t,0}$	Vordehnung auf der Oberfläche des Ausziehkörpers infolge des Quersugs
μ	Reibbeiwert
ρ	Bewehrungsgrad
ρ_{eff}	effektiver Bewehrungsgrad $A_s/A_{c,eff}$
σ	Spannung, Standardabweichung
$\sigma_{B,t,m}$	mittlere Quersugszugspannung in der Verbundzone
σ_c	Betonspannung allgemein
σ_s	Betonstahlspannung allgemein
$\sigma_{s,0}$	Stahlspannung am unbelasteten Stabende
$\sigma_{s,cr}$	Stahlspannung im Riss bei der Rissbildung infolge der Risskraft F_{cr}
$\sigma_{s,min}$	minimale Stahlspannung zwischen zwei Rissen
$\sigma_{s,r}$	Stahlspannung im Riss
$\sigma_{s,u}$	Stahlspannung am belasteten Stabende
$\sigma_t(r)$	Quersugszugspannungsverteilung im Zugring
$\sigma_{t,m}$	mittlere Quersugszugspannung bezogen auf $A_{c,netto}$
$\sigma_{t,m,max}$	maximal aufnehmbare mittlere Quersugszugspannung
τ	Verbundspannung allgemein
τ^*	normierte Verbundspannung τ/τ_{max}
$\tau_{0,1}$	Verbundspannung bei einem Schlupf $s_0 = 0,1$ mm
τ_f	Resttragfähigkeit des Verbundes (Reibverbund)
τ_f^*	normierter Reibverbundwiderstand
τ_i	Verbundspannung über Δx
τ_m	mittlere Verbundspannung über die Verbundlänge
τ_{max}	maximale Verbundspannung bei Ausziehversagen
$\tau_{max,0}$	maximale Verbundspannung im Ausziehversuch mit kurzer Verbundlänge
$\tau_{max,30}$	maximale Verbundspannung für $f_{cm} = 30$ N/mm ²
$\tau_{max,lok}$	lokales Verbundspannungsmaximum entlang der Verbundlänge
τ_{sp}	Verbundspannung bei Eintreten des Spaltbruchversagens
$\tau_{sp,m}$	mittlere Verbundspannung bei Eintreten des Spaltbruchversagens
$\tau_{sp,red}$	um den Mitwirkungsfaktor f_{PO} reduzierte Verbundspannung τ_{sp}
ν	Querdehnzahl

Abkürzungen

A	Ausziehversagen
AZK	Ausziehkörper
BT	Beam-Test (Balkenversuch)
DMS	Dehnmessstreifen
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HSC	Hochfester Beton
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
KI	Konfidenzintervall
KMD	Kraftmessdose
NA	Nationaler Anhang
NSC	Normalbeton
POT	Pullout-Test (Ausziehversuch)

QZN	Querzugniveau
RT	Ringtest
S	Spaltbruchversagen
Ø	Durchmesser

A Materialdaten

A.1 Festbetoneigenschaften

Tabelle A.1: Festbetoneigenschaften C40/50 (Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen)

Serien-Nr.	$f_{c,cube}$ N/mm ²	$f_{c,cyl}$ N/mm ²	E_c N/mm ²	$f_{ct,sp}$ N/mm ²
S3	56,30	52,70	37967	3,36
S4	49,94	44,28	35933	3,52
S5	49,40	45,70	34567	3,25
S6	60,16	54,39	38400	3,76
S7	54,14	48,95	36767	3,49
S8	51,20	44,51	35067	3,24
S9	48,63	43,85	34633	3,19
S10	49,18	43,65	35467	3,62
S11	57,95	50,88	37333	3,85
S12	55,12	47,80	34867	3,61
S13	46,68	39,15	29067	2,63
S14	51,94	45,44	31433	2,78
S15	56,32	51,60	36567	3,55
S16	58,28	48,85	36233	3,64
S17	57,40	49,61	35767	3,15
S18	52,63	42,11	29067	3,13
S19	50,35	41,55	31767	3,09
S20	55,14	44,21	37300	3,41
S21	59,00	52,94	36933	3,49
S22	58,20	50,08	36433	3,30
S23	58,43	49,07	37833	3,21
S24	56,66	49,56	37767	3,26
S25	51,72	39,97	31433	3,12
S26	55,27	48,83	34933	3,56
S27	57,84	47,39	34200	3,14
S28	55,47	46,29	33600	3,54
S29	56,36	45,11	32567	3,19
S30	53,52	41,25	32567	3,02
S38	57,54	45,92	34567	3,50
S39	58,21	46,24	35433	3,45
S43	56,31	48,63	35800	3,33
Mittelwert	54,69	46,79	34912	3,33
σ	3,86	3,84	2430	0,27
v	7 %	8 %	7 %	8 %

Tabelle A.2: Festbetoneigenschaften C20/25 (Mittelwerte aus je drei Einzelversuchen)

Serien-Nr.	$f_{c,cube}$ N/mm ²	$f_{c,cyl}$ N/mm ²	E_c N/mm ²	$f_{ct,sp}$ N/mm ²
S31	29,99	27,11	28800	2,50
S32	36,90	31,18	30667	2,53
S33	36,87	31,30	28833	2,75
S34	30,12	26,42	29267	2,26
S35	32,81	27,69	29033	2,52
S36	30,49	25,20	27967	2,38
S37	32,56	28,28	29533	2,45
S40	28,06	23,29	27733	2,13
S41	28,49	24,38	28000	2,14
S42	24,58	20,57	25833	2,04
S44	27,15	23,22	27933	2,14
S45	28,78	23,84	30767	2,04
S46	27,03	22,75	27067	1,88
S47	28,87	25,67	29400	2,03
S48	29,12	25,80	29900	2,13
S49	27,96	23,75	27333	2,16
Mittelwert	29,99	25,65	28629	2,26
σ	3,36	2,95	1328	0,27
v	11 %	8 %	5 %	11 %

Tabelle A.3: Deskriptive Statistik der Materialparameter

Statistik	Beton C40/50				Beton C20/25			
	$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	E_c	$f_{ct,sp}$	$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	E_c	$f_{ct,sp}$
Gesamtanzahl	123	123	123	125	73	75	75	75
Mittelwert [N/mm ²]	54,60	46,59	35193	3,31	28,89	25,00	29245	2,21
Standardabweichung [N/mm ²]	4,08	3,67	2600	0,30	3,37	2,84	2499	0,26
Unteres 95% KI des Mittelwerts	53,87	45,93	34729	3,26	28,11	24,35	28670	2,15
Oberes 95% KI des Mittelwerts	55,33	47,24	35657	3,36	29,68	25,66	29820	2,27
Varianz	16,61	13,44	6758388	0,09	11,32	8,05	6245486	0,07
Variationskoeffizient	0,08	0,08	0,07	0,09	0,12	0,11	0,09	0,12
Minimum [N/mm ²]	43,16	37,22	27500	2,50	22,55	18,99	24800	1,73
Median [N/mm ²]	54,95	46,52	35600	3,29	28,45	24,78	28800	2,20
Maximum [N/mm ²]	62,61	55,72	40100	3,99	38,69	32,95	37900	2,79
90%-Quantil [N/mm ²]	60,51	51,37	38500	3,71	33,36	29,12	32100	2,59
95%-Quantil [N/mm ²]	61,05	52,71	38700	3,84	36,31	31,21	35600	2,69
99%-Quantil [N/mm ²]	62,55	54,74	39800	3,94	38,69	32,95	37900	2,79
10%-Quantil [N/mm ²]	49,24	42,22	31300	2,94	25,35	21,80	26700	1,83
5%-Quantil [N/mm ²]	47,79	40,61	30600	2,83	23,98	20,56	26300	1,80
1%-Quantil [N/mm ²]	45,55	38,00	27900	2,65	22,55	18,99	24800	1,73

Tabelle A.4: Festbetoneigenschaften der prismenförmigen Probekörper zum Einfluss der Verbundlänge

Serie Nr.	$f_{c,cube}$ N/mm ²	$f_{c,cyl}$ N/mm ²	E_c N/mm ²	$f_{ct,sp}$ N/mm ²
L1-1	38,15	37,78	29300	2,44
L1-2	38,15	37,78	29300	2,44
L1-3	38,15	37,78	29300	2,44
L1-4	38,15	37,78	29300	2,44
L2-1	39,95	38,13	30000	2,51
L2-2	43,05	41,35	33500	2,89
L2-3	43,05	41,35	33500	2,89
L3-1	37,92	35,92	33000	2,56
L3-2	43,05	41,35	33500	2,89
L3-3	43,05	41,35	33500	2,89
L4-1	40,56	39,83	32600	2,61
L4-2	43,67	39,91	32300	2,83
L4-3	45,94	39,73	32300	3,09
L4-4	40,11	33,68	28100	2,63

A.2 Eigenschaften des Bewehrungsstahls

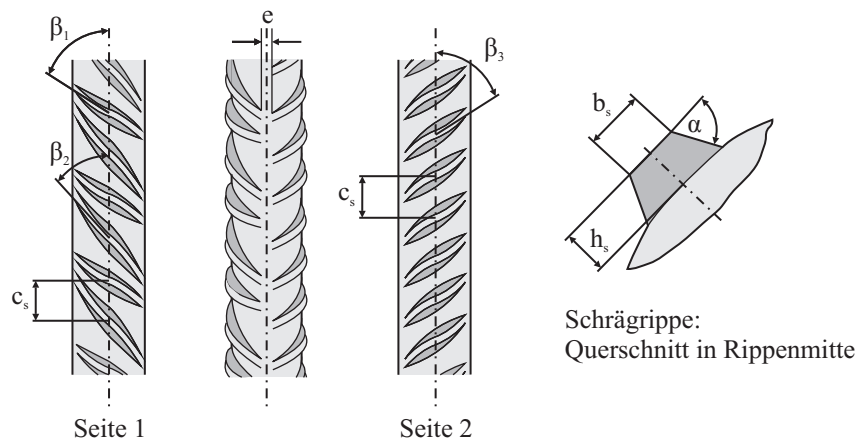


Tabelle A.5: Oberflächengeometrie Betonstahl

Nenn-Ø mm	Reihe	$h_{s,m}$ mm	$h_{s,1/4}$ mm	$h_{s,3/4}$ mm	c_s mm	α °	β_1 °	β_2 °	β_3 °	b_s mm	e mm	f_R -	A_s mm ²
Stab 16A													
16	1	1,35	1,17	1,25	9,7	49	64	48		1,50	2,20	0,093	201,1
	2	1,35	1,10	1,05	9,7	44			58	1,40	2,30		
Stab 20A													
20	1	1,64	1,28	1,45	12,4	51	64	47		1,70	2,00	0,088	316,8
	2	1,90	1,21	1,38	12,6	89			59	1,40	2,20		
Stab 25A													
25	1	1,86	1,08	1,90	15,6		59	43		1,60	3,10	0,074	501,45
	2	1,95	1,55	0,95	15,1				53	1,80	2,60		
Stab 16B													
16	1	1,54	1,22	1,24	9,9	50	65	49		1,90	2,40	0,090	200,2
	2	1,26	1,18	0,96	10,2	54			56	1,90	2,30		
Stab 16C													
16	1	1,36	1,06	1,11	10,1	49	64	46		1,50	2,90	0,090	209,1
	2	1,39	1,36	1,17	9,9	44			56	1,40	2,90		
Stab 16D													
16	1	1,11	0,83	0,96	9,3	43	69	53		1,90	3,40	0,068	201,4
	2	1,07	0,89	0,78	9,2	49			61	1,70	5,00		

Tabelle A.6: Materialeigenschaften Betonstahl

Stab	Nenn-Ø	E_s N/mm ²	Streckgrenze N/mm ²	Zugfestigkeit N/mm ²
16A	16	200420	533,6	611,2
20A	20	202716	568,3	628,0
25A	25	179467	508,8	626,3
16B	16	201463	594,4	688,4
16C	16	202245	582,3	682,4
16D	16	199066	550,6	649,4

Tabelle A.7: Materialeigenschaften Stahlringe Ringtests

Werkstoff-Nr. DIN 17007	Kurzname DIN 17006	0,2%- Grenze N/mm ²	1,0%- Dehngrenze N/mm ²	Zug- festigkeit N/mm ²	Bruch- dehnung %	E-Modul E_{sr} N/mm ²
1.4301	X 5 CrNi 18 10	230	260	540-750	45	196.000

B Ergebnisse der würfelförmigen Ausziehversuche

B.1 Versuchsprogramm mit würfelförmigen Ausziehversuchen

R = Rippenausrichtung: L = Längs, Q = Quer

V = Verbundversagen

A = Stabauszug

S = Spalten des Probekörpers

QZ = Versagen infolge Querkzugbelastung:

M = Zugversagen senkrecht zur Querkzugbelastung mittig im Probekörper entlang des Stabes

SP = Zugversagen im Beton direkt hinter der Stahlplatte

KF = Versagen der Klebefuge

Tabelle B.1: Versuchsparameter der würfelförmigen Ausziehkörper

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	Hülse Ø	l_b [mm]	R	Versagen		Sonstiges
								V	QZ	
S3	1	30	C40/50	16	25	32	L	A		ohne Stahlpl.
	2	30	C40/50	16	25	32	L	A		ohne Stahlpl.
	3	33	C40/50	16	25	32	L	A		ohne Stahlpl.
	4	33	C40/50	16	25	32	L	A		ohne Stahlpl.
S4	1	29	C40/50	16	25	32	L	-	M	vorz. QZ-Versagen
	2	29	C40/50	16	25	32	L	-	SP	vorz. QZ-Versagen
	3	30	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	30	C40/50	16	25	32	L	A	SP	
S5	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	Referenz Auszug
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	Referenz Auszug
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A		Referenz Auszug
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A		Referenz Auszug
S6	1	29	C40/50	16	25	32	L	A	SP	
	2	29	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	3	29	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	29	C40/50	16	25	32	L	A	M	
S7	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	SP	
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	Hülse Ø	l_b [mm]	R	Versagen V	QZ	Sonstiges
S8	1	30	C40/50					-	SP	Querzug ohne Stahl
	2	30	C40/50					-	SP	Querzug ohne Stahl
	3	30	C40/50					-	SP	Querzug ohne Stahl
	4	30	C40/50					-	M	Querzug ohne Stahl
S9	1	28	C40/50	16	25		L	-	M	Referenz Querzug
	2	28	C40/50	16	25		L	-	SP	Referenz Querzug
	3	28	C40/50	16	25		L	-	SP, KF	Referenz Querzug
	4	28	C40/50	16	25		L	-	M	Referenz Querzug
S10	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	SP	
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
S11	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
S12	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	
S13	1	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	Referenz Auszug
	2	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	Referenz Auszug
	3	28	C40/50	16	25	32	L	A	M	Referenz Auszug
	4	28	C40/50	16	25	32	L	A	SP	Referenz Auszug
S14	1	28	C40/50	20	25	38	L	A	M	Referenz Auszug
	2	28	C40/50	20	25	35	L	A	M	Referenz Auszug
	3	28	C40/50	20	25	38	L	A	M	Referenz Auszug
	4	28	C40/50	20	25	38	L	A	M	Referenz Auszug
S15	1	28	C40/50	20	25		L	-	M	Referenz Querzug
	2	28	C40/50	20	25		L	-	M	Referenz Querzug
	3	28	C40/50	20	25		L	-	M	Referenz Querzug
	4	28	C40/50	20	25		L	-	M	Referenz Querzug
S16	1	28	C40/50	20	25	32	L	A	KF	Vorbelastung $Z = 80 \text{ kN}$
	2	28	C40/50	20	25	32	L	S	-	
	3	28	C40/50	20	25	32	L	S	-	
	4	28	C40/50	20	25	32	L	A	SP	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	Hülse Ø	l_b [mm]	R	Versagen		Sonstiges
								V	QZ	
S17	1	28	C40/50	16	25	33	L	A	M	
	2	28	C40/50	16	25	33	L	A	M	
	3	28	C40/50	16	25	33	L	A	M	
S18	1	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	Referenz Auszug
	2	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	Referenz Auszug
	3	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	Referenz Auszug
	4	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	Referenz Auszug
S19	1	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	2	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	3	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	4	28	C40/50	20	25	40	L	A	KF	
S20	1	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	2	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	3	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	4	28	C40/50	20	25	40	L	A	SP	
S21	1	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	2	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	3	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	4	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
S22	1	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	2	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	3	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	4	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
S23	1	28	C40/50	20	25	40	L	A	M	
	2	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	3	28	C40/50	20	25	40	L	S	-	
	4	28	C40/50	20	25	40	L	-	SP	
S24	1	28	C40/50	25	31	50	L	-	M	Referenz Querszug
	2	28	C40/50	25	31	50	L	-	M	Referenz Querszug
	3	28	C40/50	25	31	50	L	-	KF	Referenz Querszug
	4	28	C40/50	25	31	50	L	-	KF	Referenz Querszug
S25	1	29	C40/50	25	31	50	L	A	KF	Referenz Auszug
	2	29	C40/50	25	31	49	L	A	M	Referenz Auszug
	3	29	C40/50	25	31	51	L	A	M	Referenz Auszug
	4	29	C40/50	25	31	50	L	A	M	Referenz Auszug

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	Hülse Ø	l_b [mm]	R	Versagen		Sonstiges
								V	QZ	
S26	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	3	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31	49	Q	S	-	
S27	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	3	28	C40/50	25	31	51	Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31	51	Q	S	-	
S28	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	49	Q	S	-	
	3	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31	51	Q	S	-	
S29	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31		Q		SP	vorz. QZ-Versagen
	3	28	C40/50	25	31		Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31		Q		M	vorz. QZ-Versagen
S30	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	50	Q		M	vorz. QZ-Versagen
	3	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
S31	1	28	C20/25	20	25	40	L	A	KF	Referenz Auszug
	2	28	C20/25	20	25	40	L	A	KF	Referenz Auszug
	3	28	C20/25	20	25	40	L	A	KF	Referenz Auszug
	4	28	C20/25	20	25	40	L	A	KF	Referenz Auszug
S32	1	28	C20/25	20	25	40	L		M	Referenz Querkzug
	2	28	C20/25	20	25	40	L		SP	Referenz Querkzug
	3	28	C20/25	20	25	40	L		M	Referenz Querkzug
	4	28	C20/25	20	25	40	L		SP	Referenz Querkzug
S33	1	28	C20/25	20	25	40	L	A	M	
	2	28	C20/25	20	25	40	L	A	M	
	3	28	C20/25	20	25	40	L	A	M	
	4	28	C20/25	20	25	40	L	A	M	
S34	1	28	C20/25	20	25	40	L	A	SP	
	2	28	C20/25	20	25	40	L	A	M	
	3	28	C20/25	20	25	40	L	S	-	
	4	28	C20/25	20	25	40	L	A	SP	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	Hülse Ø	l_b [mm]	R	Versagen		Sonstiges
								V	QZ	
S35	1	28	C20/25	20	25	40	L	S	-	
	2	28	C20/25	20	25	43	L	S	-	
	3	28	C20/25	20	25	49	L	S	-	
	4	28	C20/25	20	25	40	L	S	-	
S36	1	28	C20/25	20	25	36	L	S	-	
	2	28	C20/25	20	25	40	L	S	-	
	3	28	C20/25	20	25	50	L		SP	vorz. QZ-Versagen
	4	28	C20/25	20	25	38	L	S	-	
S37	1a	28	C20/25	20	25	40	L	A	-	ohne Stahlpl.
	2	28	C20/25	20	25	41	L	A	-	ohne Stahlpl.
	3	28	C20/25	20	25	40	L	A	-	ohne Stahlpl.
	4	28	C20/25	20	25	40	L	A	-	ohne Stahlpl.
S38	1	28	C40/50	25	31	40	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	40	Q	A	M	
	3	28	C40/50	25	31	40	Q	A	M	
	4	28	C40/50	25	31	40	Q	A	M	
S39	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	Referenz Auszug
	2	28	C40/50	25	31	50	Q	A	M	Referenz Auszug
	3	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	Referenz Auszug
	4	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	Referenz Auszug
S40	1	28	C20/25	16	22	32	L		SP	Referenz Querkzug
	2	28	C20/25	16	22	32	L		SP	Referenz Querkzug
	3	28	C20/25	16	22	32	L		SP (KF)	Referenz Querkzug
	4	28	C20/25	16	22	32	L		M	Referenz Querkzug
S41	1	28	C20/25	16	22	32	L		SP	vorz. QZ-Versagen
	2	28	C20/25	16	22	32	L	S	-	
	3	28	C20/25	16	22	32	L		SP	vorz. QZ-Versagen
	4	28	C20/25	16	22	32	L	S	-	
S42	1	28	C20/25	16	22		L		SP	vorz. QZ-Versagen
	2	28	C20/25	16	22		L		SP	vorz. QZ-Versagen
	3	28	C20/25	16	22	30	L	S	-	
	4	28	C20/25	16	22	30	L	S	-	
S43	1	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	2	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	3	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	
	4	28	C40/50	25	31	50	Q	S	-	

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl	Hülse	l_b [mm]	R	Versagen		Sonstiges
				Ø	Ø			V	QZ	
S44	1	28	C20/25	16	22	32	L	A	SP	
	2	28	C20/25	16	22	31	L	A	SP	
	3	28	C20/25	16	22	33	L	A	M	
	4	28	C20/25	16	22	30	L	A	SP	
S45	1	28	C20/25	16	22	29	L	A	KF	
	2	28	C20/25	16	22	32	L	A	KF	
	3	28	C20/25	16	22	33	L	A	M	
	4	28	C20/25	16	22	31	L	A	KF	
S46	1	28	C20/25	16	22	33	L	A, S	-	
	2	28	C20/25	16	22	35	L	A	SP	
	3	28	C20/25	16	22	35	L	A	SP	
	4	28	C20/25	16	22	35	L	S	-	
S47	1	28	C20/25	16	22	35	L	A	SP	
	2	28	C20/25	16	22	32	L	A	SP	
	3	28	C20/25	16	22	32	L	A	SP	
	4	28	C20/25	16	22	34	L	A	SP	
S48	1	27	C20/25	16	22	81	L	A	-	ohne Stahlpl.
	2	27	C20/25	16	22	83	L	A	-	ohne Stahlpl.
	3	27	C20/25	16	22	85	L	A	-	ohne Stahlpl.
	4	27	C20/25	16	22	85	L	A	-	ohne Stahlpl.
S49	1	28	C20/25	16	22	160	L	S	-	ohne Stahlpl.
	2	28	C20/25	16	22	160	L	S	-	ohne Stahlpl.
	3	28	C20/25	16	22	160	L	S	-	ohne Stahlpl.
	4	28	C20/25	16	22	160	L	S	-	ohne Stahlpl.

B.2 Messergebnisse C40/50 Ø16

Tabelle B.2: Ausziehversuche C40/50 Ø16

Versuch	l_b/d_s	Z	$\varepsilon_{ct,0}$	QZN nach Tab.		$\tau_{0,1}$	τ_{max}	$s_{0,max}$	$s_{0,sp}$	Versagen
		[kN]	[‰]	4.2	4.4	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	
S3-1	2,00	0,00	0,000	0	0	10,05	21,30	1,53	-	A
S3-2	2,00	0,00	0,000	0	0	8,50	18,00	1,31	-	A
S3-3	2,00	0,00	0,000	0	0	11,99	25,63	1,22	-	A
S4-3	2,00	67,25	0,045	III	III	6,20	16,33	1,33	-	A
S4-4	2,00	79,34	0,058	III	IV	4,38	12,52	1,58	-	A
S5-1	2,00	0,00	0,000	0	0	9,51	20,03	1,49	-	A
S5-2	2,00	0,00	0,000	0	0	7,07	17,07	1,03	-	A
S5-3	2,00	0,00	0,000	0	0	4,42	15,81	1,17	-	A
S5-4	2,00	0,00	0,000	0	0	8,59	17,86	0,99	-	A
S6-1	2,00	74,22	0,051	III	IV	7,64	17,82	1,19	-	A
S6-2	2,00	74,98	0,051	III	IV	8,00	19,11	1,03	-	A
S6-4	2,00	75,11	0,051	III	IV	8,59	21,19	1,41	-	A
S7-1	2,00	80,23	0,053	III	IV	9,69	20,69	1,13	-	A
S7-2	2,00	80,12	0,044	III	III	8,73	18,89	1,25	-	A
S7-3	2,00	78,70	0,063	IV	IV	11,37	21,48	1,35	-	A
S7-4	2,00	80,04	0,078	IV	V	5,78	16,52	1,22	-	A
S10-1	2,00	49,77	0,033	II	II	4,87	15,31	1,32	-	A
S10-2	2,00	49,70	0,037	II	III	2,84	13,10	1,50	-	A
S10-3	2,00	49,48	0,034	II	II	4,42	15,21	1,14	-	A
S10-4	2,00	49,78	0,032	II	II	3,67	14,21	1,43	-	A
S11-1	2,00	35,03	0,021	II	II	7,71	17,67	2,04	-	A
S11-2	2,00	35,23	0,024	II	II	4,03	13,95	1,67	-	A
S11-3	2,00	35,02	0,020	II	II	6,08	19,22	1,13	-	A
S11-4	2,00	35,14	0,023	II	II	6,71	19,00	1,30	-	A
S12-1	2,00	17,02	0,012	I	I	9,60	23,47	0,79	-	A
S12-2	2,00	17,06	0,010	I	I	8,04	22,30	2,02	-	A
S12-3	2,00	17,15	0,013	I	I	4,48	20,57	1,25	-	A
S12-4	2,00	17,05	0,009	I	I	11,80	25,02	0,85	-	A
S13-1	2,00	0,00	0,000	0	0	5,29	16,57	1,94	-	A
S13-2	2,00	0,00	0,000	0	0	6,66	19,92	1,25	-	A
S13-3	2,00	0,00	0,000	0	0	9,49	22,25	1,16	-	A
S13-4	2,00	0,00	0,000	0	0	5,73	19,88	1,13	-	A
S17-1	2,06	50,22	0,045	III	IV	6,02	24,98	1,38	-	A
S17-2	2,06	50,16	0,042	III	III	9,91	18,38	1,07	-	A
S17-3	2,06	50,09	0,045	III	IV	6,17	18,87	1,09	-	A

A = Ausziehversagen | S = Spaltbruchversagen

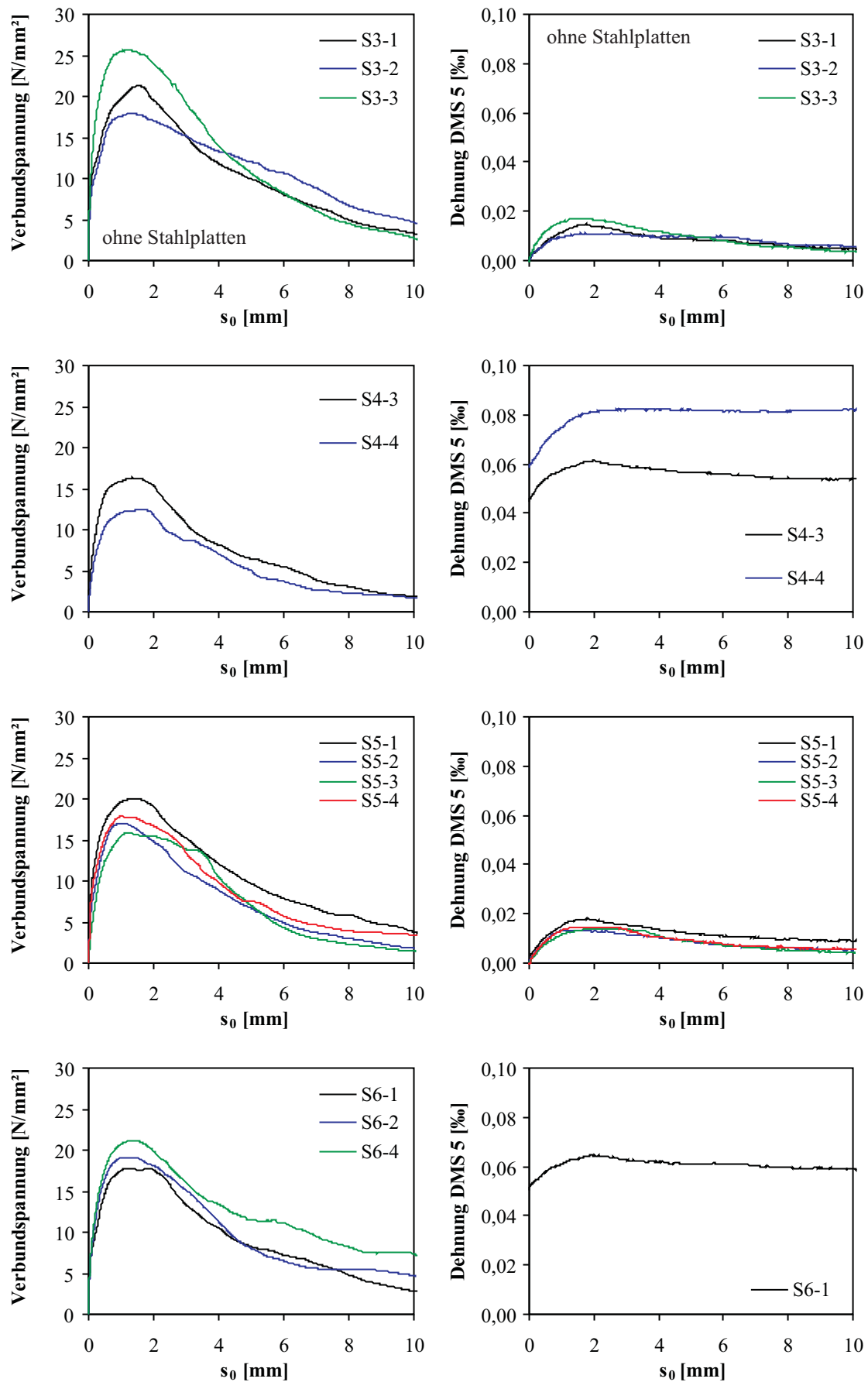


Bild B.1: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø16

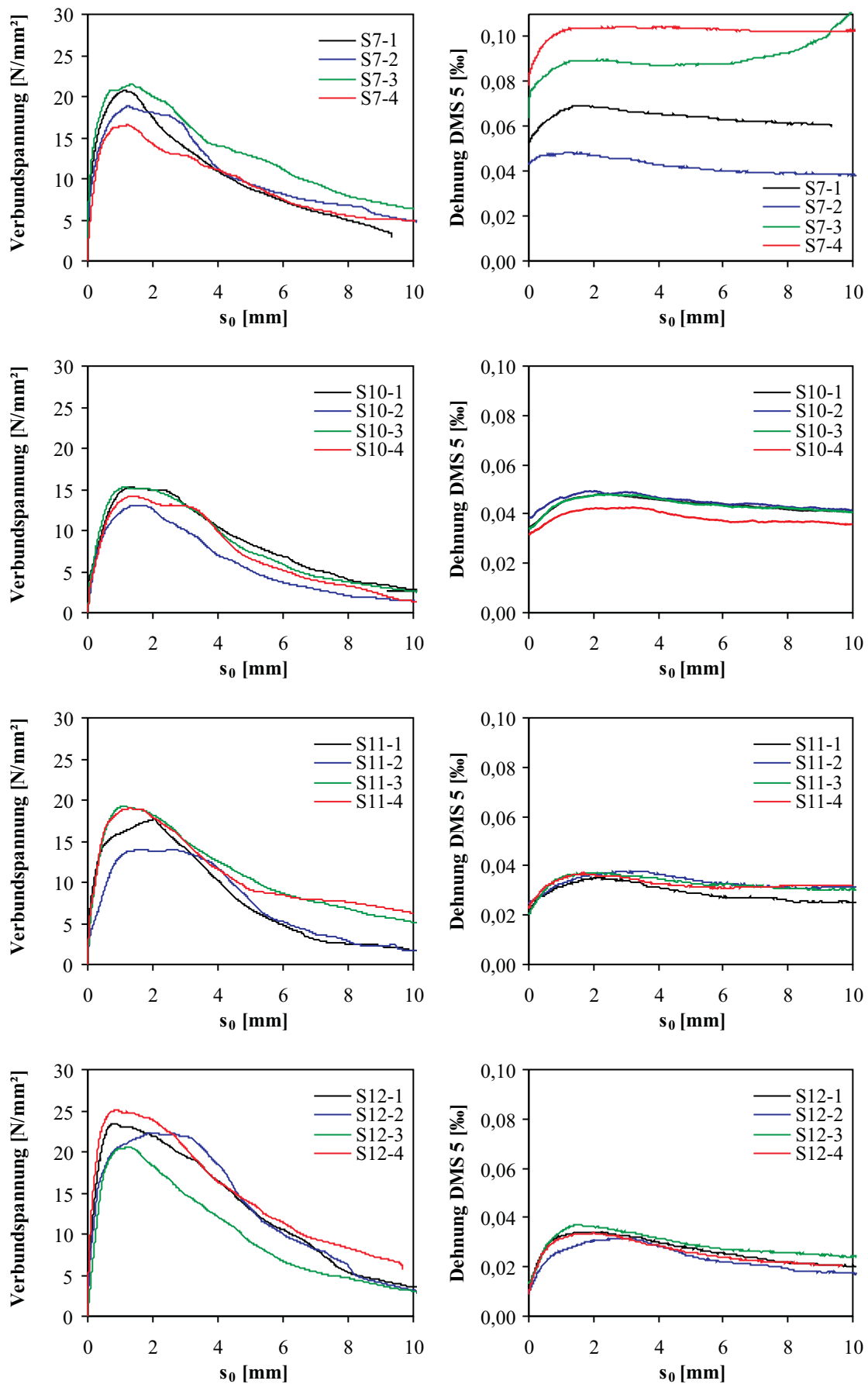


Bild B.2: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø16

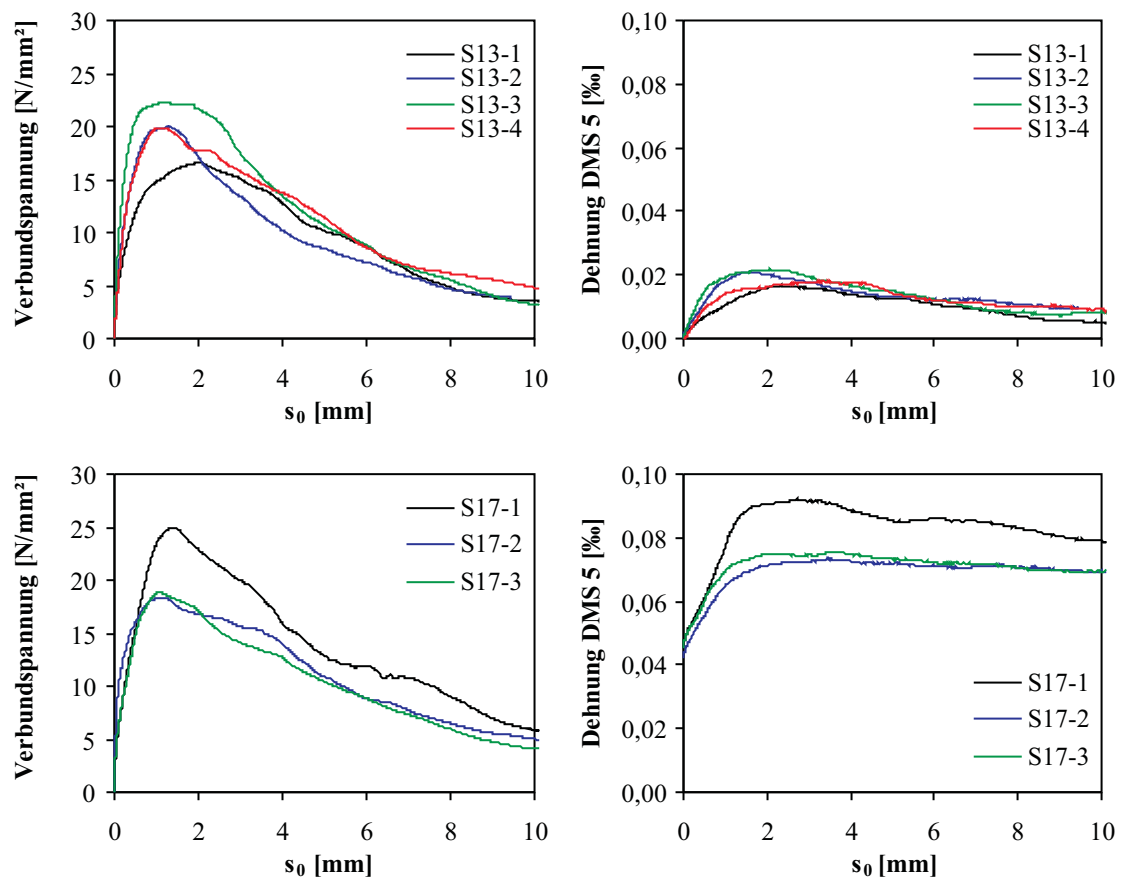


Bild B.3: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø16

B.3 Messergebnisse C40/50 Ø20

Tabelle B.3: Ausziehversuche C40/50 Ø20

Versuch	l_b/d_s	Z	$\varepsilon_{ct,0}$	QZN nach Tab.		$\tau_{0,1}$	τ_{max}	$s_{0,max}$	$s_{0,sp}$	Versagen
		[kN]	[‰]	4.2	4.4	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	
S14-1	1,90	0,00	0,000	0	0	10,82	26,88	2,86	-	A
S14-2	1,75	0,00	0,000	0	0	10,51	22,95	1,40	-	A
S14-3	1,90	0,00	0,000	0	0	10,94	24,47	1,30	-	A
S14-4	1,90	0,00	0,000	0	0	9,50	22,15	2,13	-	A
S16-1	1,60	0,00	0,000	0	0	11,57	22,63	0,93	-	A
S16-2	1,60	75,22	0,060	IV	IV	9,02	22,14	0,97	1,29	S
S16-3	1,60	75,00	0,060	IV	IV	9,62	24,38	0,92	0,93	S
S16-4	1,60	74,94	0,053	III	III	9,73	25,04	1,57	-	A
S18-1	2,00	0,00	0,000	0	0	9,92	25,77	2,54	-	A
S18-2	2,00	0,00	0,000	0	0	7,74	27,24	1,92	-	A
S18-3	2,00	0,00	0,000	0	0	7,55	28,18	2,27	-	A
S18-4	2,00	0,00	0,000	0	0	7,67	25,91	2,22	-	A
S19-1	2,00	20,14	0,016	I	I	11,54	26,08	1,36	-	A
S19-2	2,00	20,49	0,019	I	II	8,77	23,02	1,53	-	A
S19-3	2,00	20,10	0,013	I	I	12,19	27,29	1,70	-	A
S19-4	2,00	20,04	0,019	I	II	9,21	24,66	1,26	-	A
S20-1	2,00	43,85	0,025	II	II	7,04	21,45	1,99	-	A
S20-2	2,00	44,13	0,034	II	II	8,85	23,36	1,65	-	A
S20-3	2,00	44,07	0,037	II	III	7,69	25,04	1,47	-	A
S20-4	2,00	43,52	0,028	II	II	8,75	26,42	2,06	-	A
S21-1	2,00	67,10	0,051	III	III	7,84	25,66	2,03	2,80	S
S21-2	2,00	67,02	0,052	III	III	7,29	22,87	1,22	-	A
S21-3	2,00	67,14	0,042	III	III	5,19	21,69	1,61	1,64	S
S21-4	2,00	67,11	0,068	IV	IV	7,21	24,45	1,64	1,67	S
S22-1	2,00	80,10	0,055	III	IV	7,47	22,12	1,50	-	A
S22-2	2,00	80,33	0,073	IV	V	9,31	20,83	0,77	0,77	S
S22-3	2,00	80,21	0,056	III	IV	9,60	23,00	1,05	1,05	S
S22-4	2,00	79,99	0,050	III	III	8,11	25,60	0,92	0,92	S
S23-1	2,00	70,32	0,048	III	III	4,92	21,31	2,69	-	A
S23-2	2,00	77,07	0,051	III	IV	6,67	22,70	0,74	0,74	S
S23-3	2,00	81,09	0,079	IV	V	8,92	20,44	0,52	0,52	S

A = Ausziehversagen | S = Spaltbruchversagen

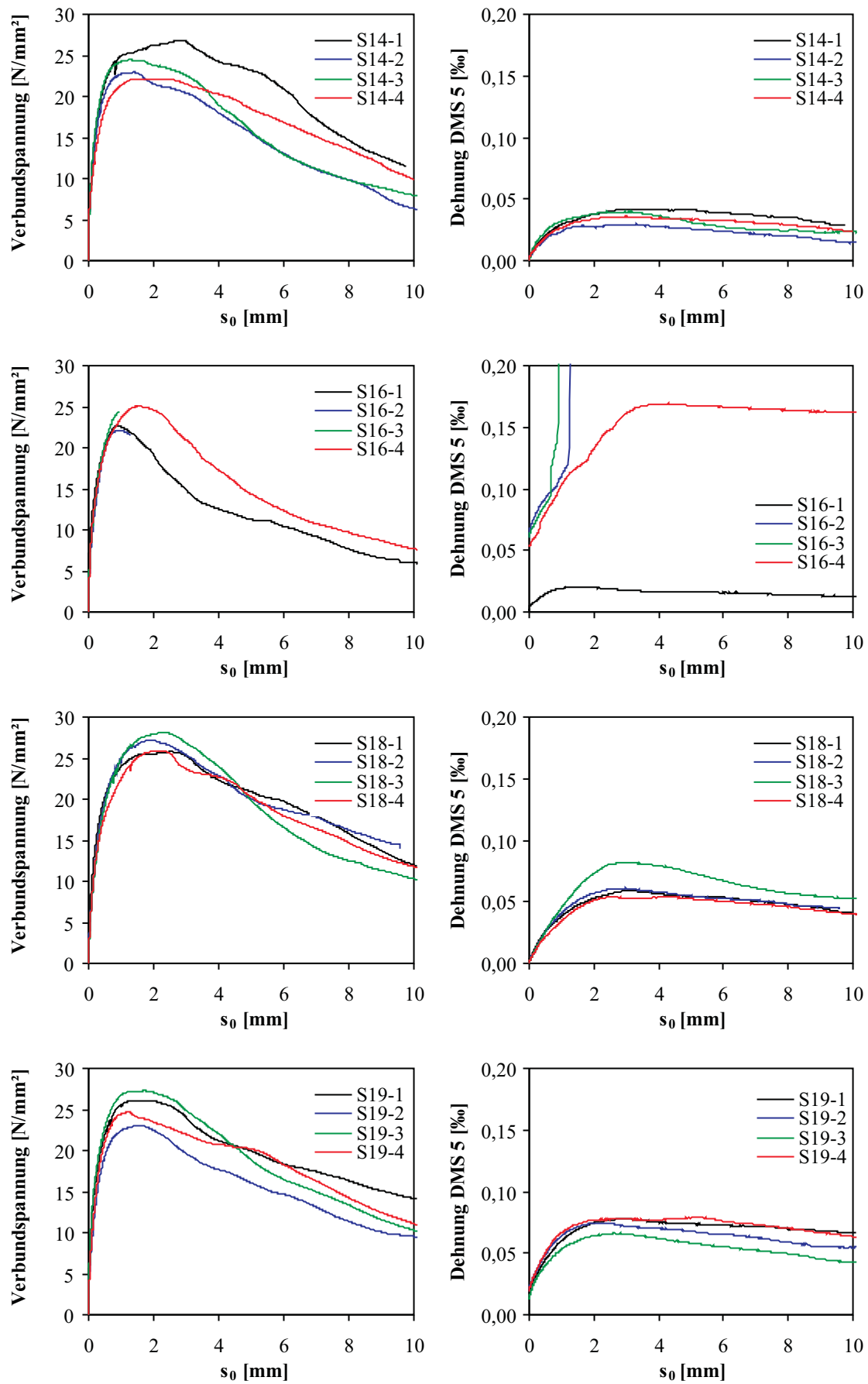


Bild B.4: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø20

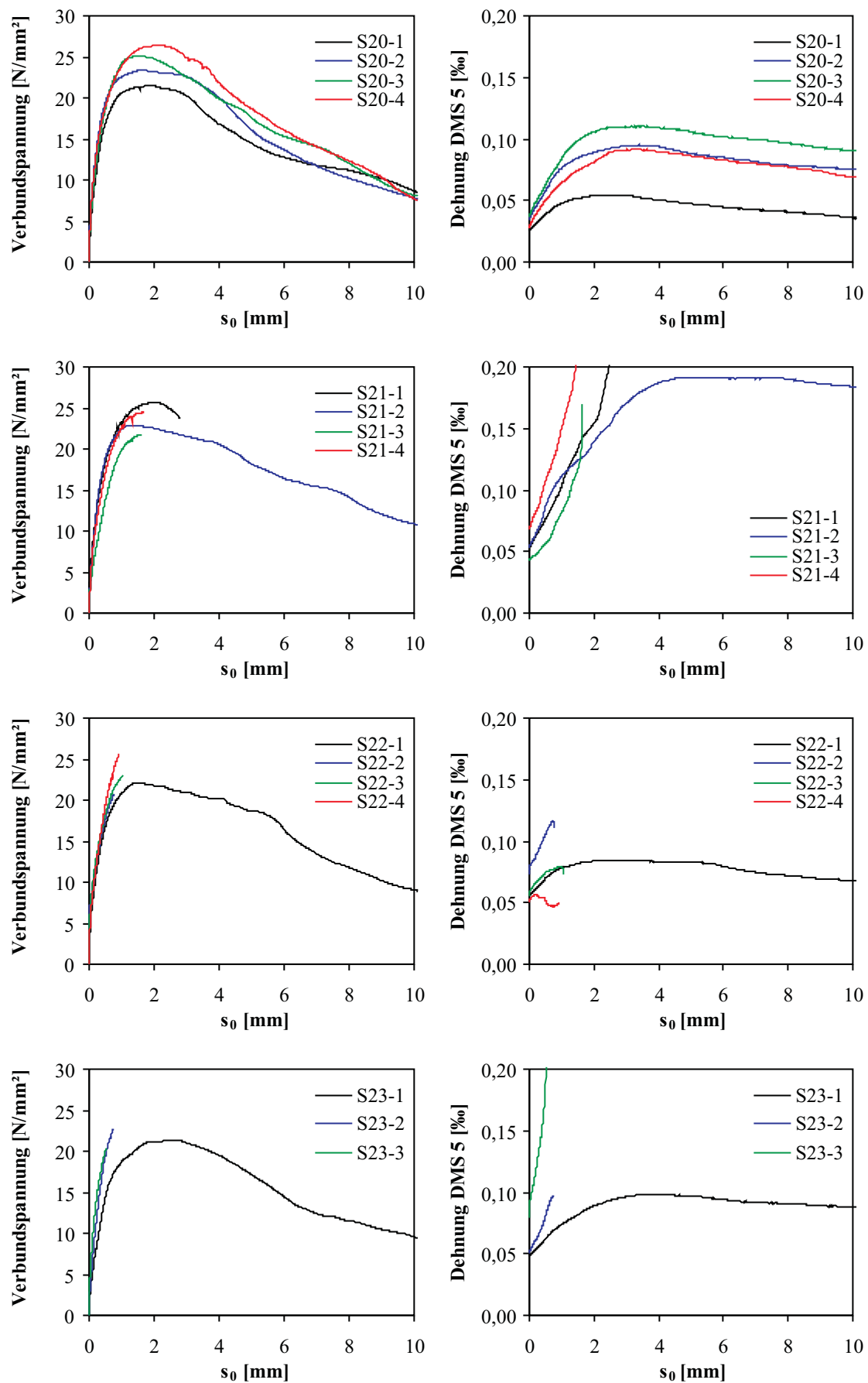


Bild B.5: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø20

B.4 Messergebnisse C40/50 Ø25**Tabelle B.4:** Ausziehversuche C40/50 Ø25

Versuch	l_b/d_s	Z	$\varepsilon_{ct,0}$	QZN nach Tab.		$\tau_{0,1}$	τ_{max}	$s_{0,max}$	$s_{0,sp}$	Versagen
		[kN]	[‰]	4.2	4.4	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	
S25-1	2,00	0,00	0,000	0	0	7,98	25,03	1,84	-	A
S25-2	1,96	0,00	0,000	0	0	6,05	23,02	2,79	-	A
S25-3	2,04	0,00	0,000	0	0	6,21	23,06	2,20	-	A
S25-4	2,00	0,00	0,000	0	0	7,32	24,33	2,06	-	A
S26-1	2,00	24,53	0,017	I	I	9,92	24,13	0,97	0,97	S
S26-2	2,00	24,43	0,014	I	I	2,78	21,73	1,57	1,58	S
S26-3	2,00	24,00	0,015	I	I	6,61	21,77	1,22	1,23	S
S26-4	1,96	24,22	0,014	I	I	5,19	21,99	1,35	1,35	S
S27-1	2,00	43,12	0,028	II	II	13,00	20,74	0,30	0,30	S
S27-2	2,00	43,10	0,027	II	II	11,63	18,60	0,33	0,33	S
S27-3	2,04	43,66	0,028	II	II	15,88	21,00	0,22	0,22	S
S27-4	2,04	43,16	0,028	II	II	14,26	18,98	0,22	0,22	S
S28-1	2,00	75,24	0,068	IV	IV	12,58	13,22	0,11	0,11	S
S28-2	1,96	75,35	0,078	IV	IV	0,00	7,83	0,06	0,06	S
S28-3	2,00	75,47	0,065	IV	IV	11,06	12,59	0,13	0,13	S
S28-4	2,04	75,10	0,099	IV	IV	0,00	0,60	0,00	0,00	S
S29-1	2,00	79,28	0,118	IV	V	9,57	16,46	0,30	0,30	S
S29-3	2,00	0,00	0,000	0	0	11,50	27,19	1,04	1,09	S
S30-1	2,00	76,72	0,065	IV	IV	8,75	12,92	0,19	0,19	S
S30-3	2,00	74,73	0,084	IV	V	7,06	10,99	0,19	0,19	S
S30-4	2,00	0,00	0,000	0	0	9,34	24,23	0,80	0,82	S
S38-1	1,60	0,00	0,000	0	0	9,94	28,10	4,39	4,41	S
S38-2	1,60	0,00	0,000	0	0	8,98	26,37	4,09	-	A
S38-3	1,60	0,00	0,000	0	0	9,58	27,22	1,63	-	A
S38-4	1,60	0,00	0,000	0	0	9,66	24,28	3,24	-	A
S39-1	2,00	0,00	0,000	0	0	11,92	28,43	1,28	1,29	S
S39-2	2,00	0,00	0,000	0	0	10,92	25,84	1,70	-	A
S39-3	2,00	0,00	0,000	0	0	10,30	28,00	1,33	1,33	S
S39-4	2,00	0,00	0,000	0	0	10,44	25,60	1,26	1,39	S
S43-1	2,00	59,73	0,045	III	III	10,72	18,08	0,29	0,29	S
S43-2	2,00	68,95	0,046	III	III	9,37	15,39	0,28	0,28	S
S43-3	2,00	66,80	0,047	III	III	11,04	16,29	0,24	0,24	S
S43-4	2,00	69,12	0,042	III	III	7,27	15,38	0,33	0,33	S

A = Ausziehversagen | S = Spaltbruchversagen

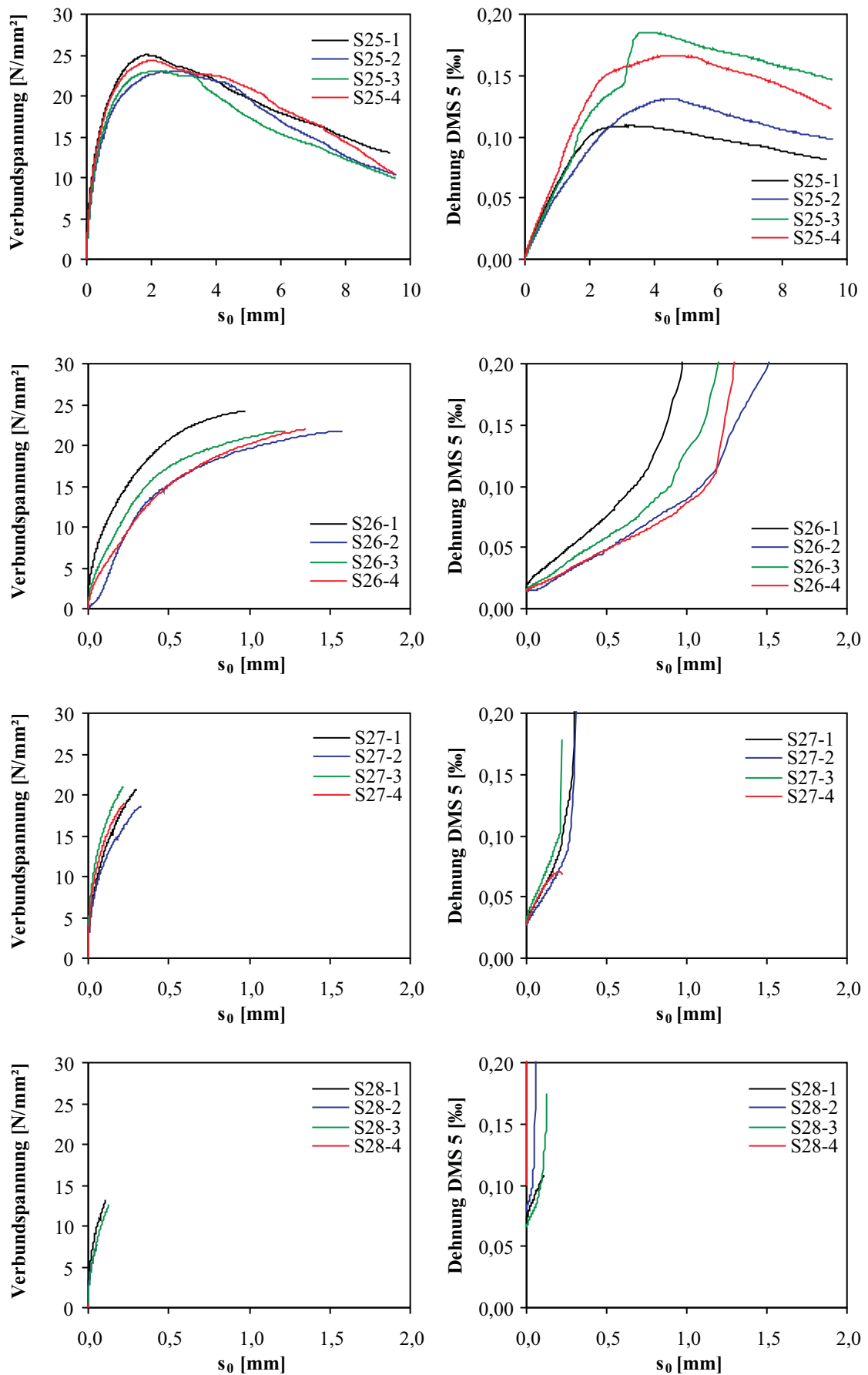


Bild B.6: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø25

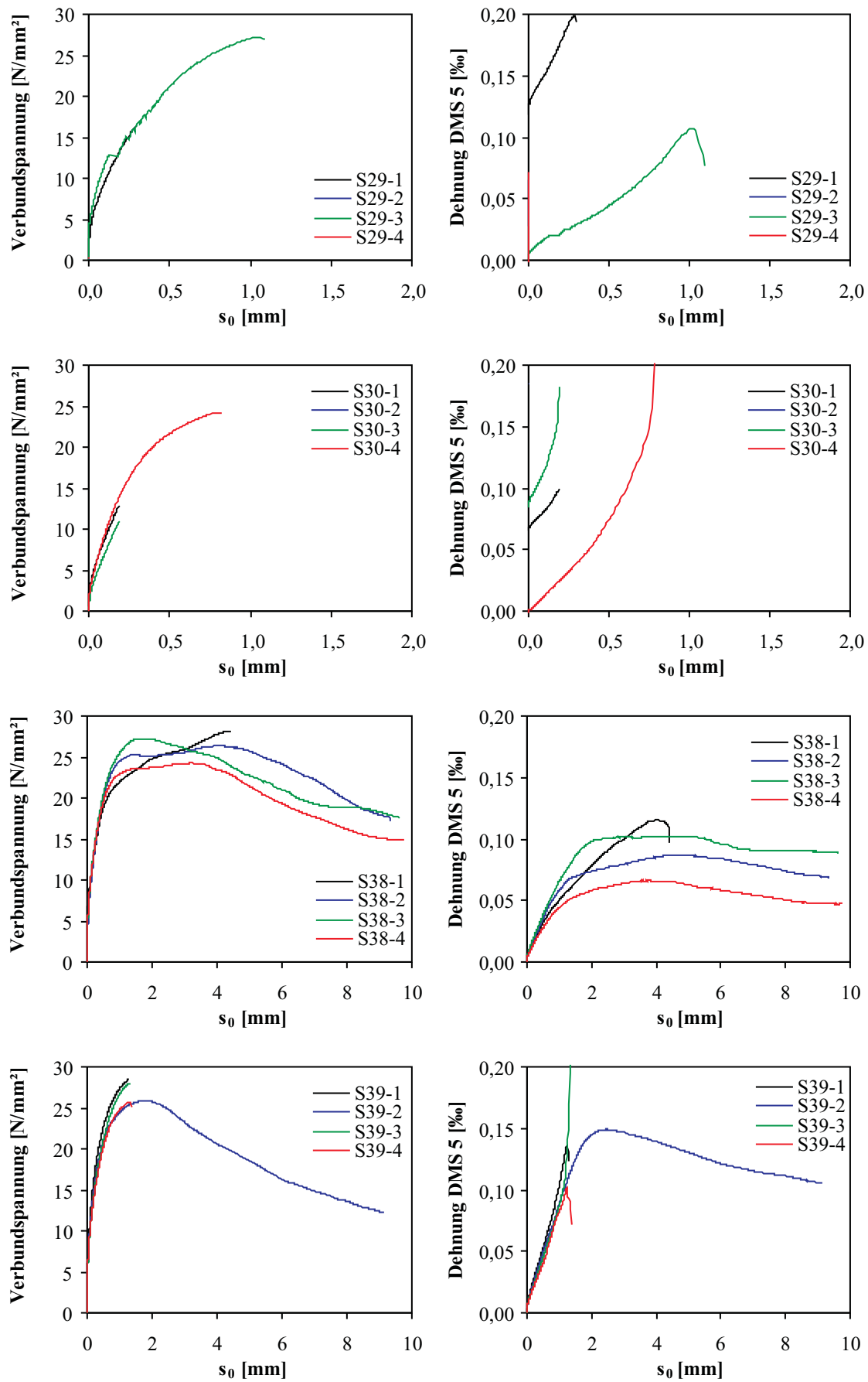


Bild B.7: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø25

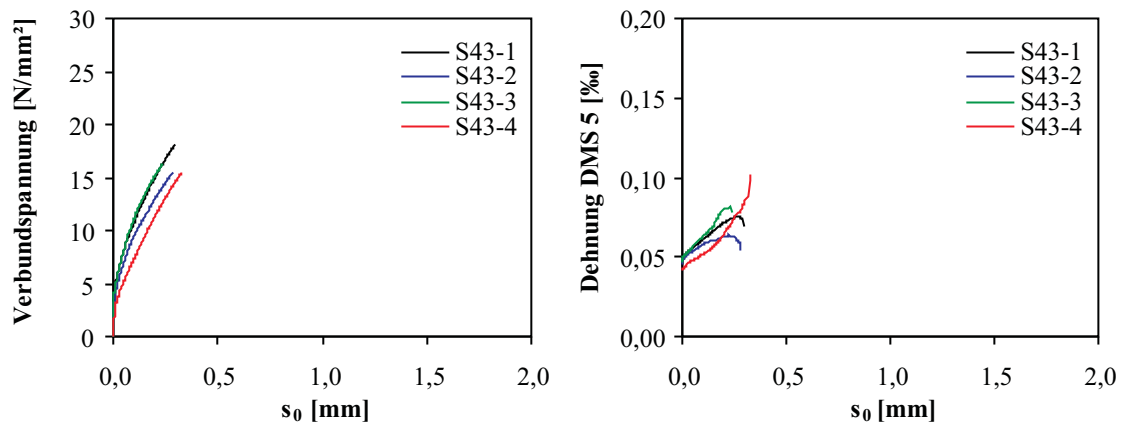


Bild B.8: Messwerte der Ausziehversuche C40/50 Ø25

B.5 Messergebnisse C20/25 Ø16

Tabelle B.5: Ausziehversuche C20/25 Ø16

Versuch	l_b/d_s	Z	$\varepsilon_{ct,0}$	QZN nach Tab.		$\tau_{0,1}$	τ_{max}	$s_{0,max}$	$s_{0,sp}$	Versagen
				4.2	4.4					
		[kN]	[‰]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	
S41-2	2,00	59,47	0,068	IV	V	9,22	18,55	0,84	1,15	S
S41-4	2,00	55,49	0,085	IV	V	5,18	12,60	1,94	2,85	S
S42-3	1,88	54,39	0,067	IV	V	7,07	15,80	1,45	5,49	S
S42-4	1,88	54,19	0,052	III	IV	5,92	14,20	2,01	2,09	S
S44-1	2,00	0,00	0,000	0	0	5,91	17,67	2,18	-	A
S44-2	2,00	0,00	0,000	0	0	9,52	17,45	1,06	-	A
S44-3	2,00	0,00	0,000	0	0	11,84	25,19	1,42	-	A
S44-4	2,00	0,00	0,000	0	0	8,13	17,62	1,46	-	A
S45-1	2,00	40,33	0,029	II	III	6,72	15,90	1,35	-	A
S45-2	2,00	36,31	0,030	II	III	9,67	18,76	1,37	-	A
S45-3	2,00	33,78	0,031	II	III	2,95	12,88	2,40	-	A
S45-4	2,00	35,48	0,032	II	III	4,09	10,80	1,94	-	A
S46-1	2,00	58,65	0,050	III	IV	4,13	11,79	2,27	5,61	S
S46-2	2,00	46,78	0,054	III	V	2,27	11,41	2,34	-	A
S46-3	2,00	51,63	0,051	III	IV	2,63	12,01	1,50	-	A
S46-4	2,19	54,55	0,051	III	V	3,13	12,89	1,24	1,92	S
S47-1	2,00	12,79	0,010	I	I	3,59	15,89	2,16	-	A
S47-2	2,00	13,96	0,012	I	I	4,62	15,13	1,51	-	A
S47-3	2,00	13,78	0,010	I	I	4,84	11,73	1,24	-	A
S47-4	2,00	14,24	0,010	I	I	5,18	15,76	1,68	-	A

A = Ausziehversagen | S = Spaltbruchversagen

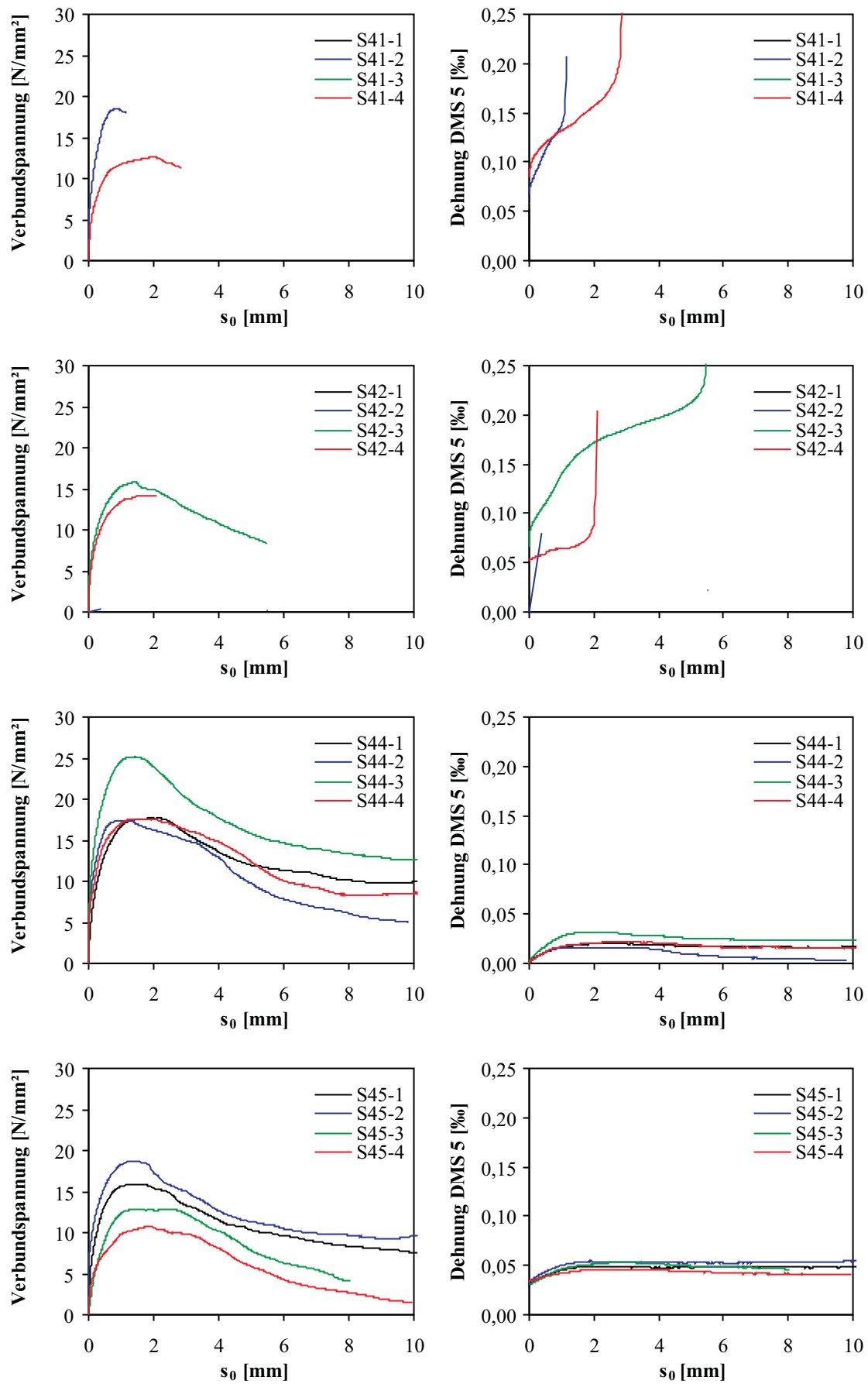


Bild B.9: Messwerte der Ausziehversuche C20/25 Ø16

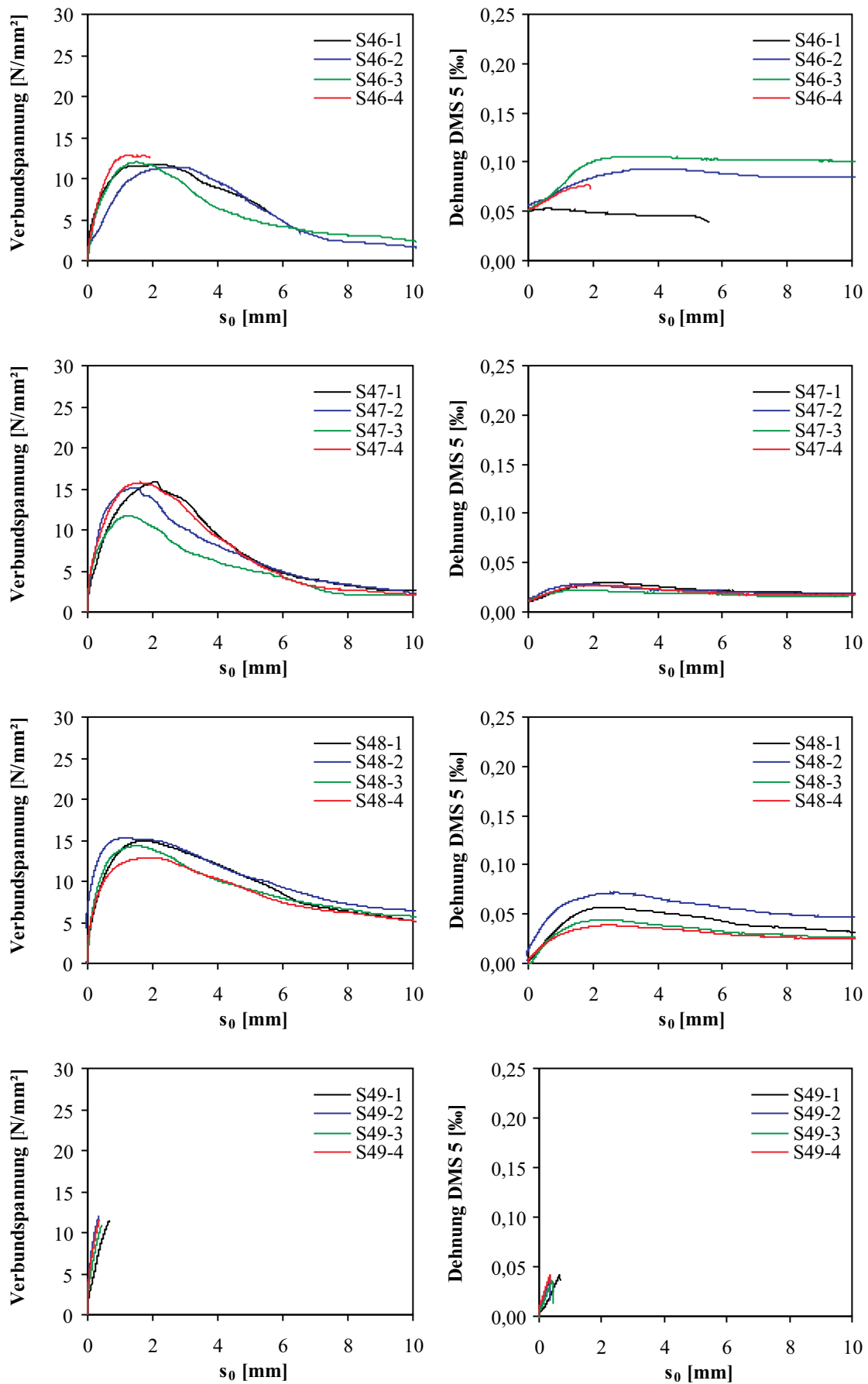


Bild B.10: Messwerte der Ausziehversuche C20/25 Ø16

B.6 Messergebnisse C20/25 Ø20**Tabelle B.6:** Ausziehversuche C20/25 Ø20

Versuch	l_b/d_s	Z	$\varepsilon_{ct,0}$	QZN nach Tab.		$\tau_{0,1}$	τ_{max}	$s_{0,max}$	$s_{0,sp}$	Versagen
		[kN]	[‰]	4.2	4.4	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	
S31-1	2,00	0,00	0,000	0	0	3,78	14,26	2,11	-	A
S31-2	2,00	0,00	0,000	0	0	5,16	17,52	2,24	-	A
S31-3	2,00	0,00	0,000	0	0	4,90	15,84	2,22	-	A
S31-4	2,00	0,00	0,000	0	0	3,84	17,33	2,31	-	A
S33-1	2,00	18,07	0,014	I	I	5,95	21,87	2,05	-	A
S33-2	2,00	17,87	0,012	I	I	7,75	22,20	1,65	-	A
S33-3	2,00	18,09	0,018	I	II	5,63	18,94	2,21	-	A
S33-4	2,00	18,29	0,014	I	I	5,68	21,72	1,68	-	A
S34-1	2,00	30,27	0,021	II	II	6,30	17,02	1,74	-	A
S34-2	2,00	30,45	0,018	I	II	5,85	20,12	3,36	-	A
S34-3	2,00	30,31	0,023	II	II	6,31	22,51	2,00	2,01	S
S34-4	2,00	30,31	0,023	II	II	5,58	16,85	2,53	-	A
S35-1	2,00	49,91	0,041	III	III	5,91	19,19	0,98	0,98	S
S35-2	2,15	50,27	0,046	III	IV	8,13	14,98	1,13	2,02	S
S35-3	2,45	50,13	0,037	II	III	8,48	16,83	1,02	1,04	S
S35-4	2,00	50,42	0,036	II	III	4,18	18,95	1,31	1,31	S
S36-1	1,80	70,09	0,067	IV	V	6,54	13,98	0,45	0,45	S
S36-2	2,00	70,01	0,070	IV	V	7,30	12,70	0,35	0,35	S
S36-4	1,90	70,10	0,061	IV	V	6,50	13,99	0,45	0,45	S
S37-2	2,05	0,00	0,000	0	0	5,29	21,49	1,44	-	A
S37-3	2,00	0,00	0,000	0	0	8,06	23,27	1,86	-	A
S37-4	2,00	0,00	0,000	0	0	5,23	17,53	1,56	-	A

A = Ausziehversagen | S = Spaltbruchversagen

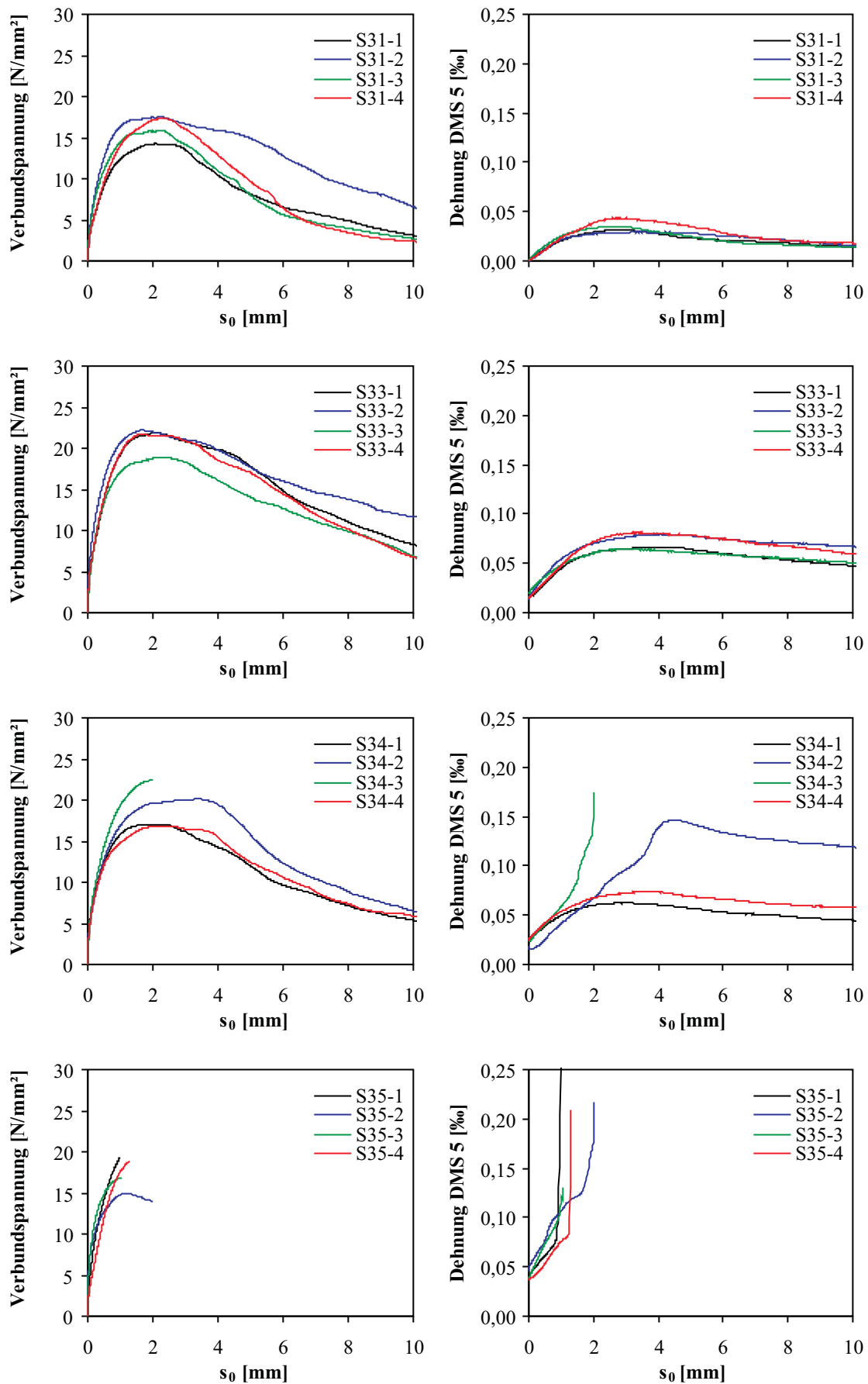


Bild B.11: Messwerte der Ausziehversuche C20/25 Ø20

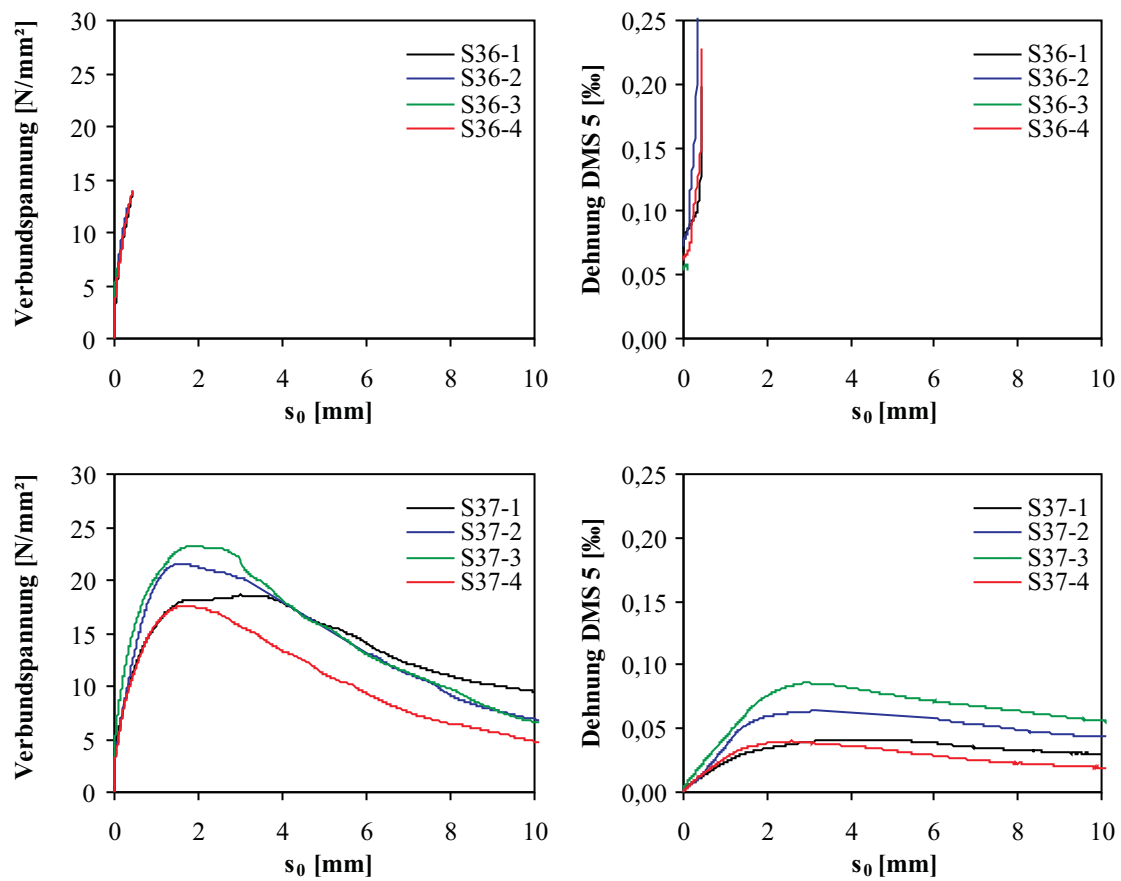


Bild B.12: Messwerte der Ausziehversuche C20/25 Ø20

B.7 Ergebnisse der Dehnungsmessung auf der Ausziehkörperoberfläche

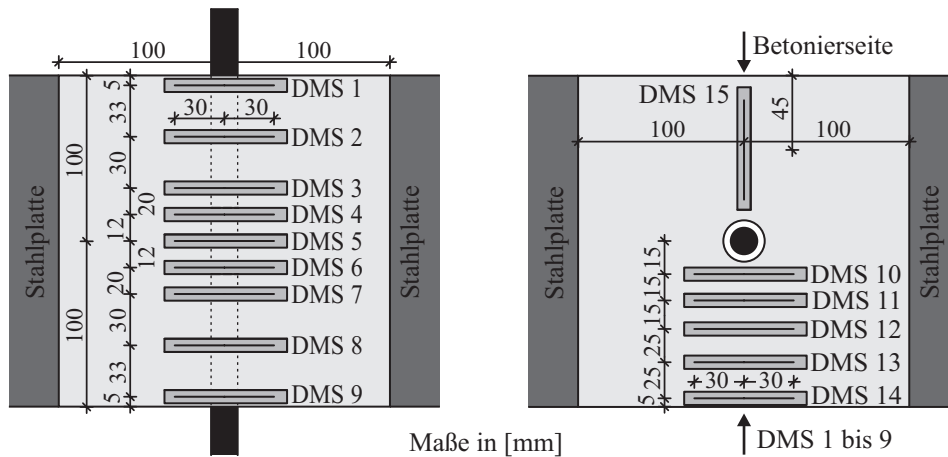


Bild B.13: Positionsplan der Dehnmessstreifen Serie S3 bis S9

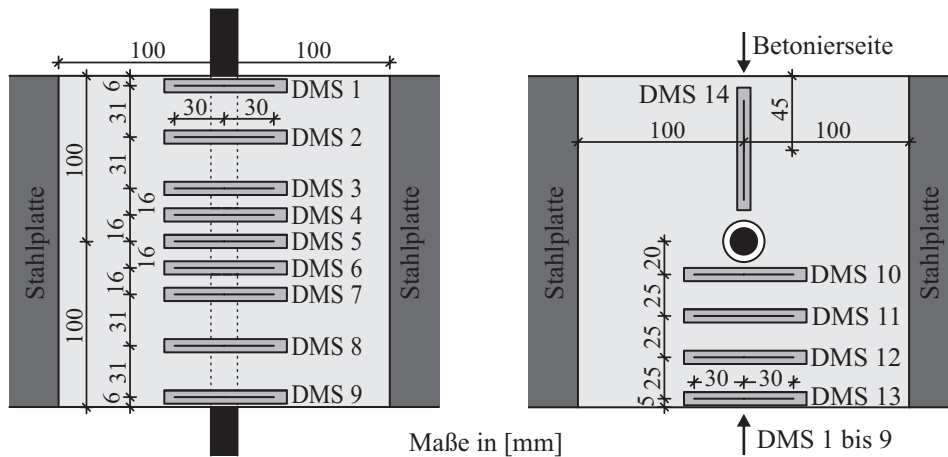


Bild B.14: Positionsplan der Dehnmessstreifen Serie S10 bis S49

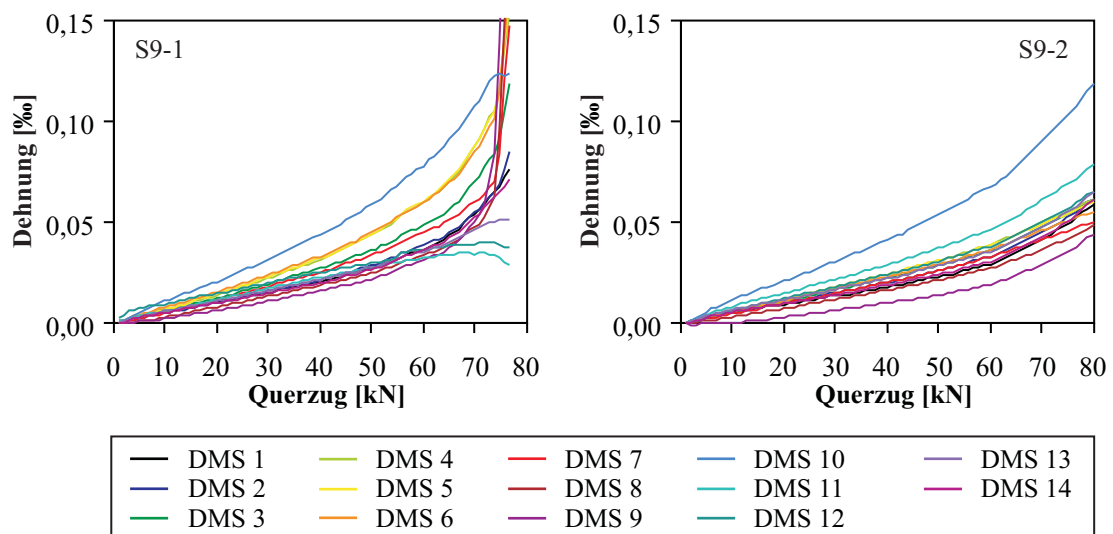


Bild B.15: Versuche mit Querzugbelastung

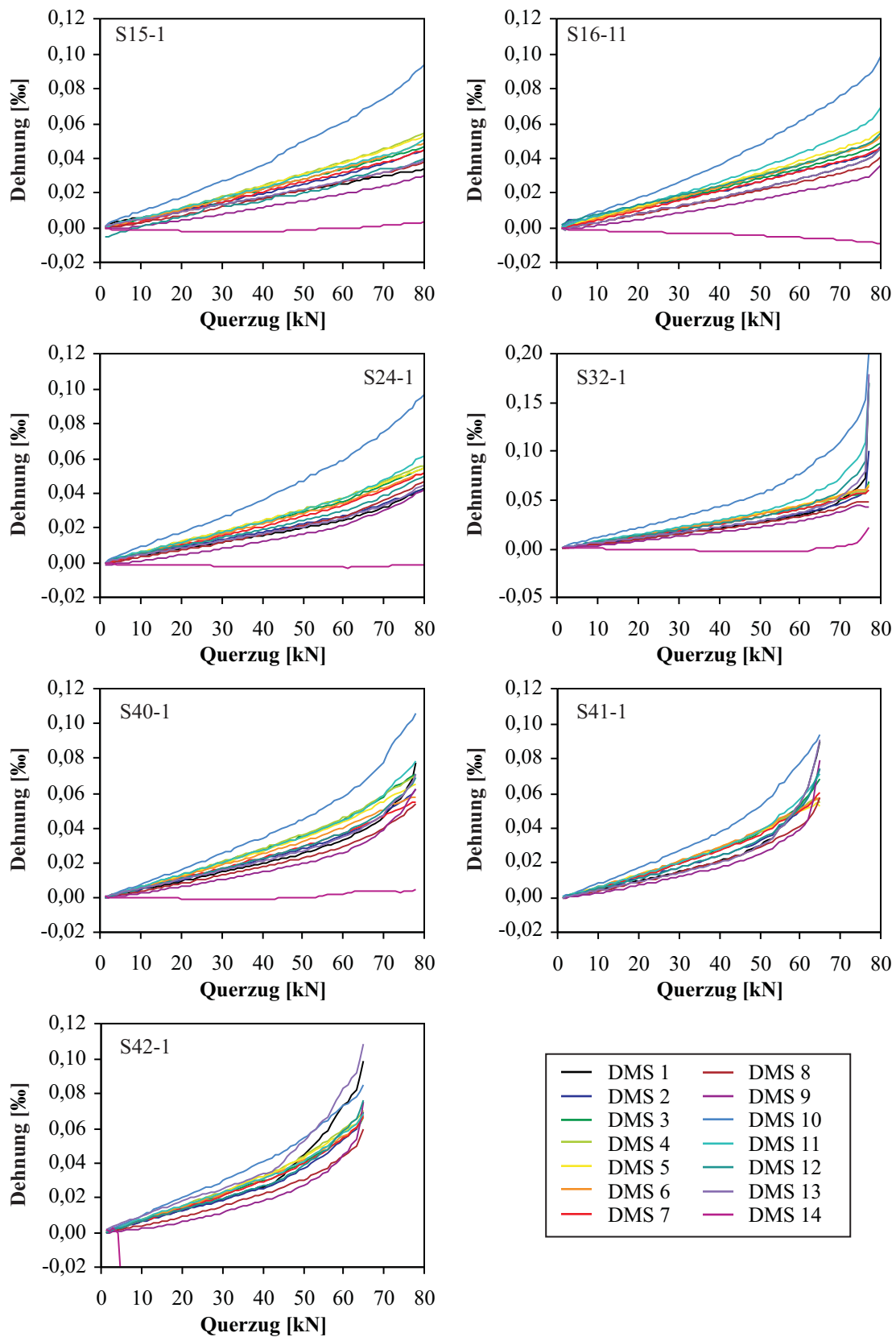


Bild B.16: Versuche mit Querzugbelastung

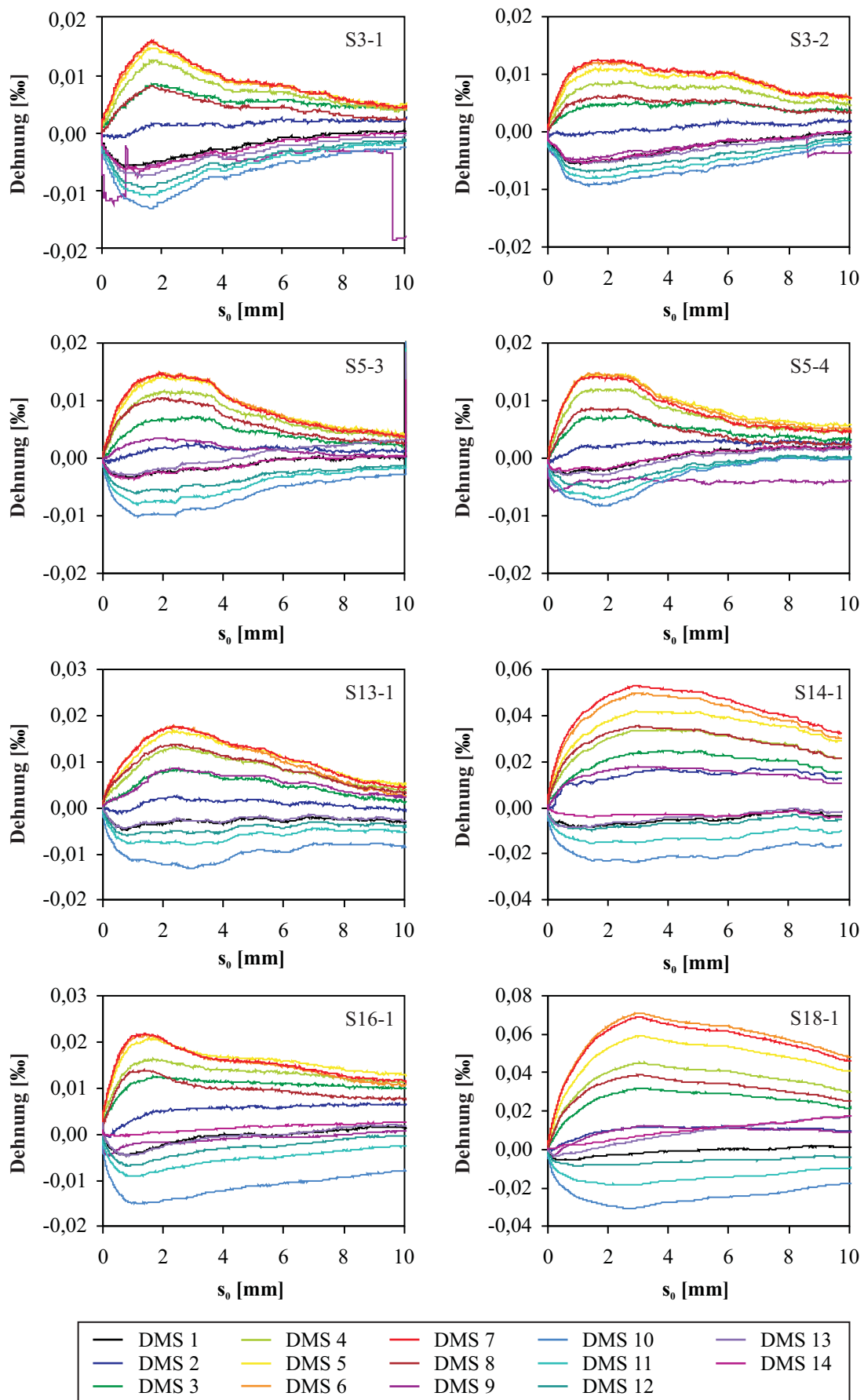


Bild B.17: Versuche mit Ausziehbelastung

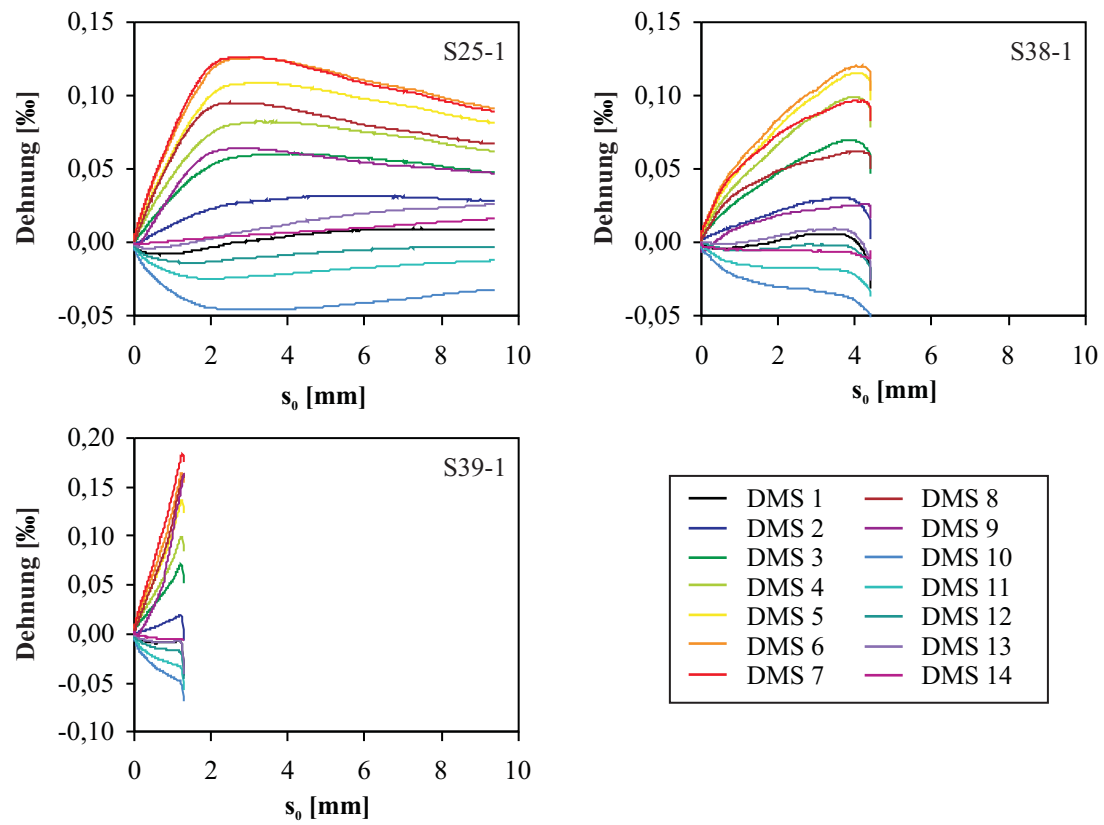


Bild B.18: Versuche mit Ausziehbelastung

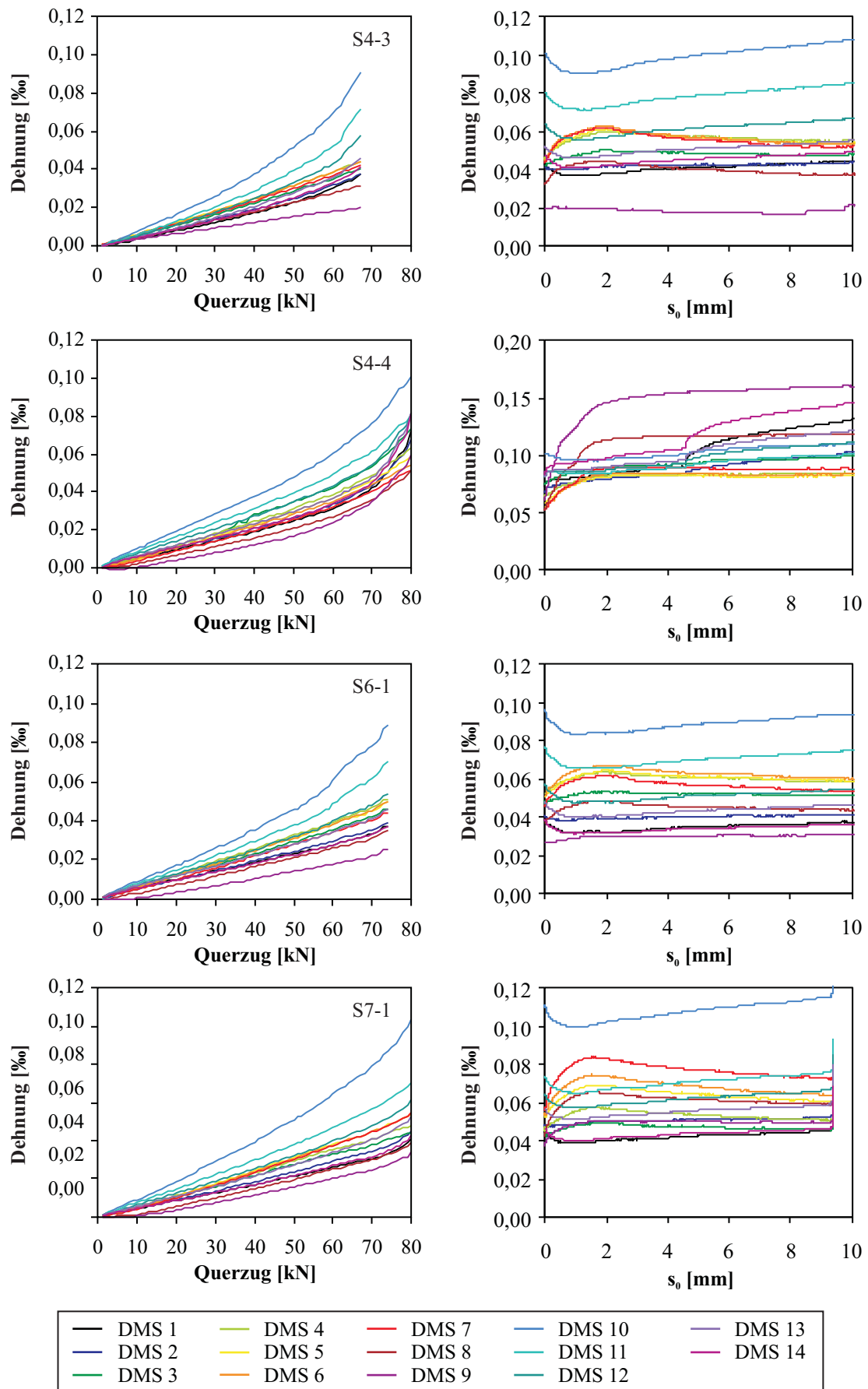


Bild B.19: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

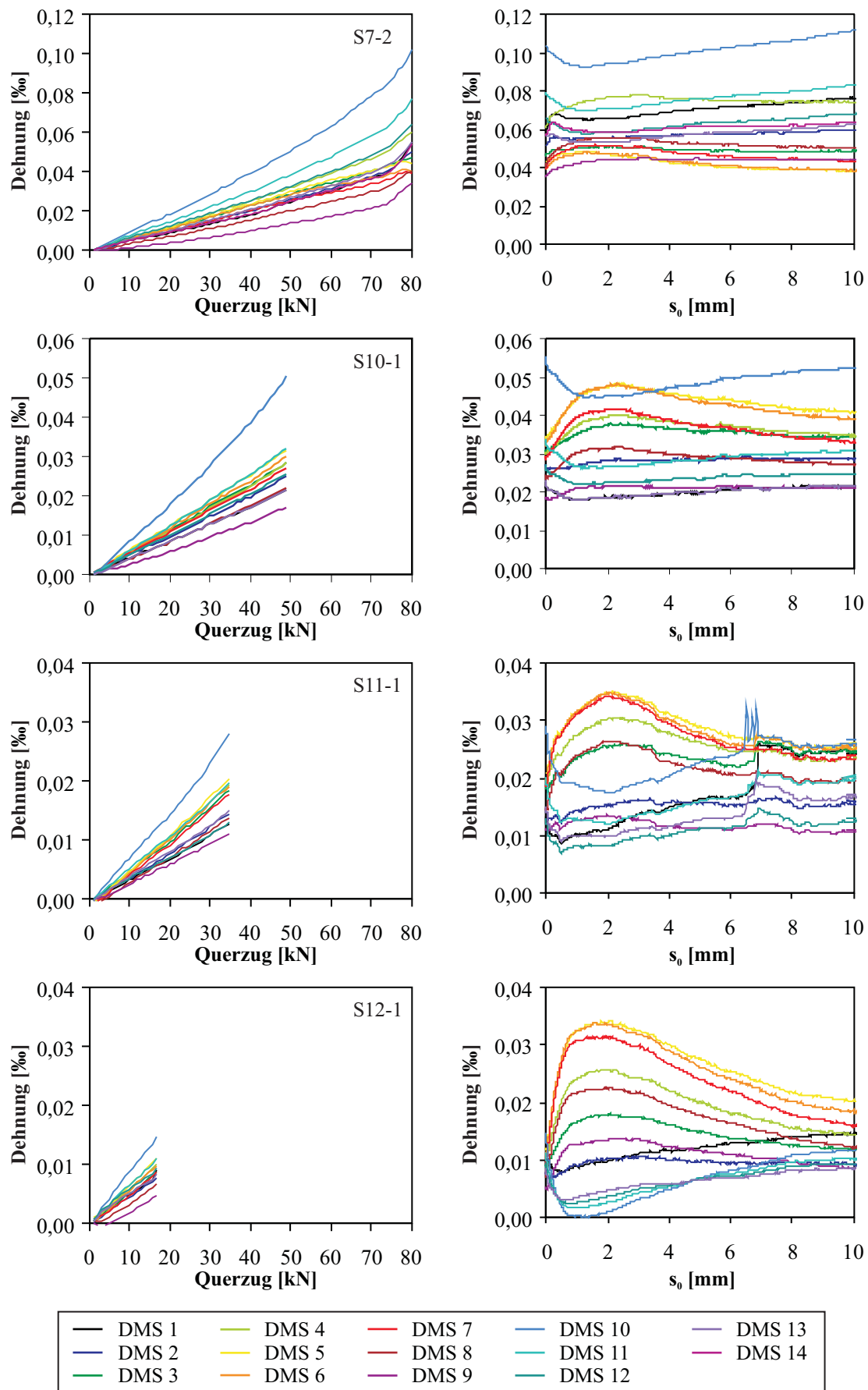


Bild B.20: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

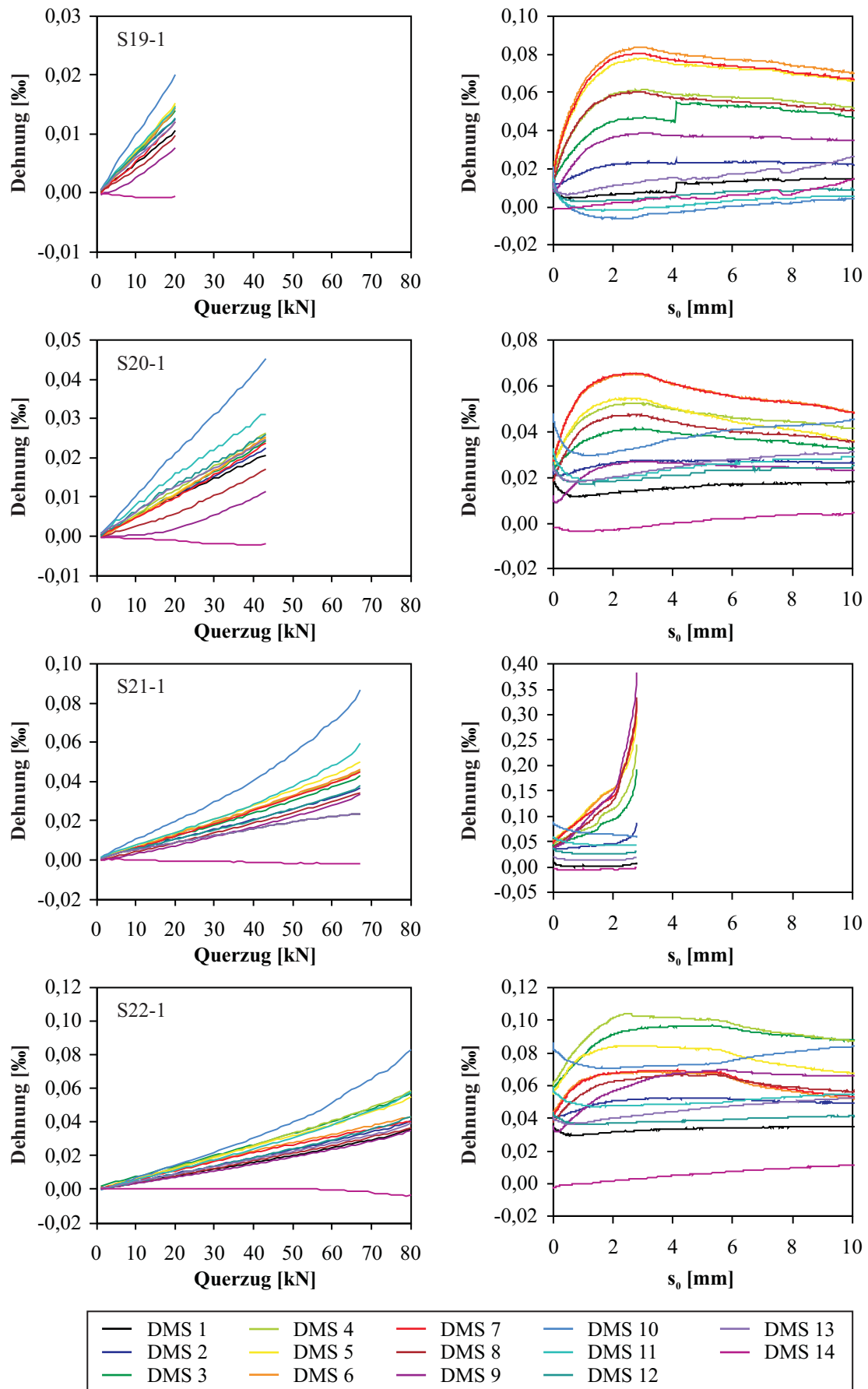


Bild B.21: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

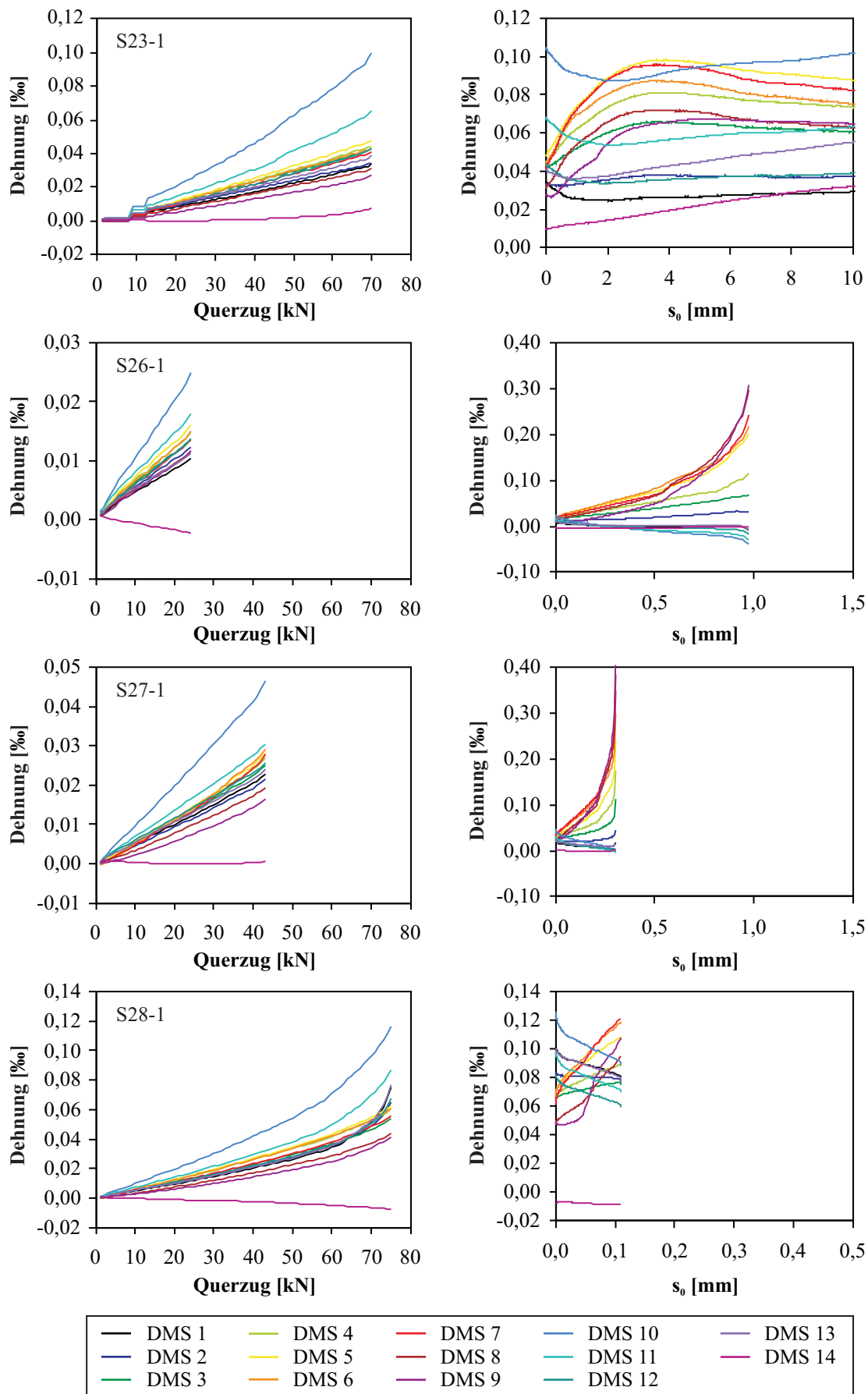


Bild B.22: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

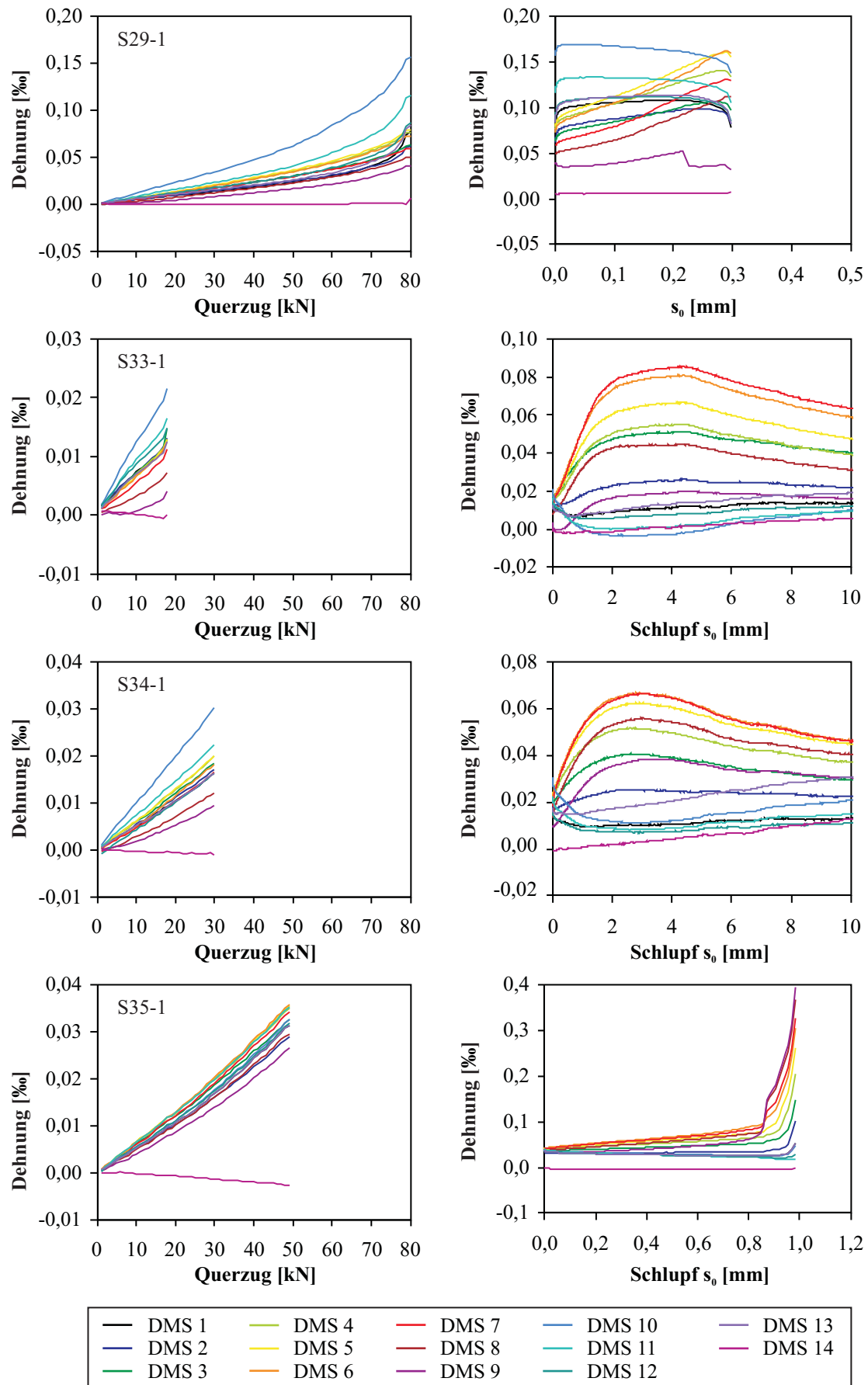


Bild B.23: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

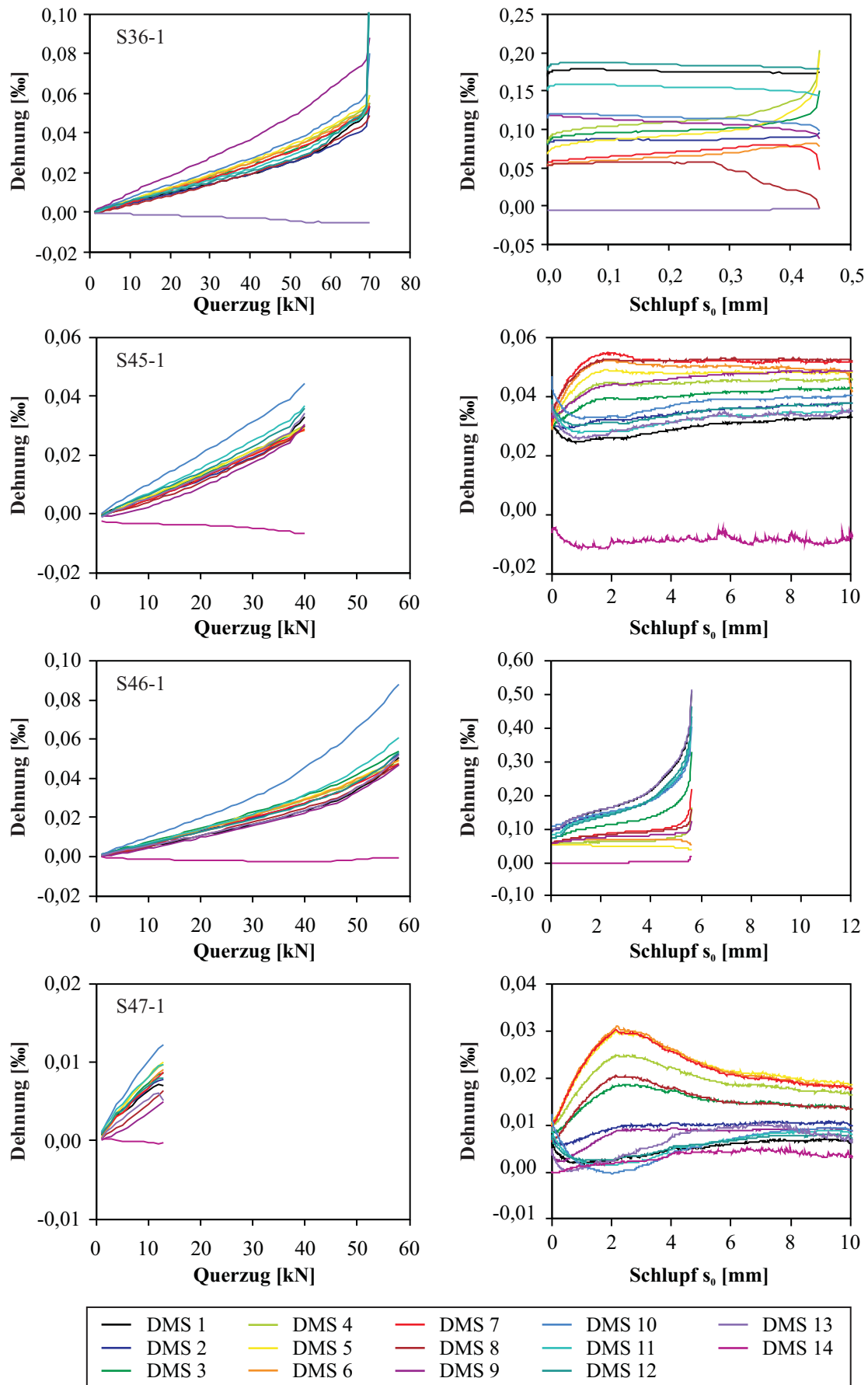


Bild B.24: Versuche mit Querzugbelastung und anschließender Ausziehbelastung

B.8 Querkzugtragfähigkeiten der Referenzversuche

M = Zugversagen senkrecht zur Querkzugbelastung mittig im Probekörper entlang des Stabes

SP = Zugversagen im Beton direkt hinter der Stahlplatte

KF = Versagen der Klebefuge

Tabelle B.7: Tragfähigkeit und Versagensart der Querkzugreferenzen

Versuch	Beton	Ø	Z_{max} [kN]	Versagen
S4-1	C40/50	16	83,41	M
S4-2	C40/50	16	83,52	SP
S9-1	C40/50	16	77,94	M
S9-2	C40/50	16	86,01	SP
S9-3	C40/50	16	77,15	SP (KF)
S9-4	C40/50	16	72,56	M
S15-1	C40/50	20	93,81	M
S15-2	C40/50	20	88,78	M
S15-3	C40/50	20	91,67	M
S15-4	C40/50	20	89,87	M
S16-1	C40/50	20	87,55	SP
S23-4	C40/50	20	95,98	SP
S24-1	C40/50	25	87,86	M
S24-2	C40/50	25	93,92	M
S24-3	C40/50	25	73,99	KF
S24-4	C40/50	25	88,67	KF
S29-2	C40/50	25	78,77	SP
S29-4	C40/50	25	78,92	M
S30-2	C40/50	25	73,27	M
S40-1	C20/25	16	78,20	SP
S40-2	C20/25	16	72,87	SP
S40-3	C20/25	16	65,85	SP (KF)
S40-4	C20/25	16	72,26	M
S41-1	C20/25	16	65,73	SP
S41-3	C20/25	16	61,42	SP
S42-1	C20/25	16	65,57	SP
S42-2	C20/25	16	58,56	SP
S32-1	C20/25	20	77,22	M
S32-2	C20/25	20	70,84	SP
S32-3	C20/25	20	67,38	M
S32-4	C20/25	20	70,98	SP
S36-3	C20/25	20	68,54	SP

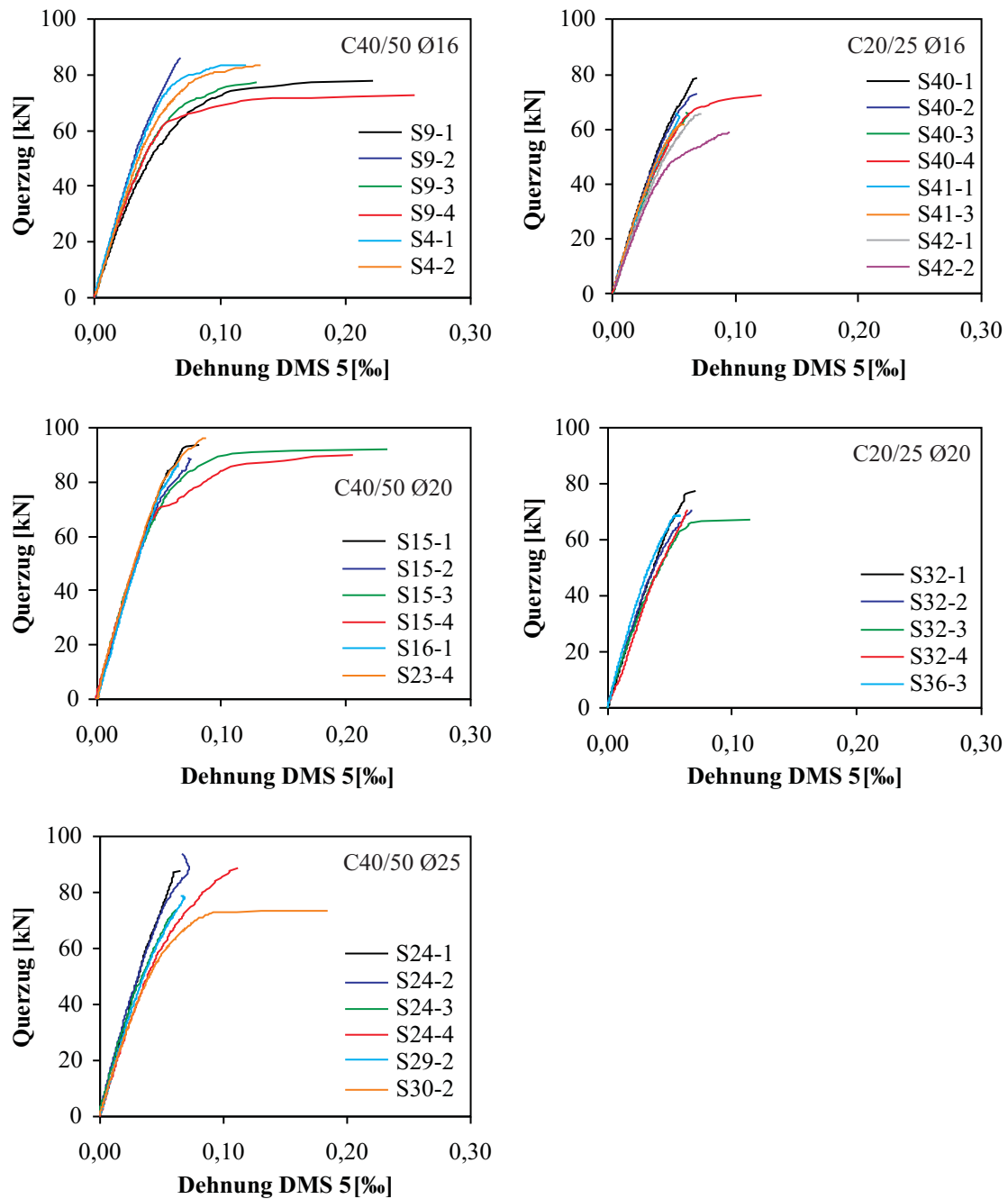


Bild B.25: Messergebnisse der Referenzversuche zur Querzugtragfähigkeit

C Ergebnisse der Ringtests

Tabelle C.1: Versuchsparameter der Ringtests

Serie	Nr.	Alter [d]	Beton	Stahl Ø	l_b [mm]	radiale Risse [Stk.]
S13	RT1	28	C40/50	16	48	
	RT2	28	C40/50	16	48	
S14	RT1	28	C40/50	16	48	
	RT2	28	C40/50	16	48	
S15	RT1	28	C40/50	16	48	
	RT2	28	C40/50	16	48	
S18	RT1	28	C40/50	16	48	2
	RT2	28	C40/50	16	48	3
S19	RT1	28	C40/50	16	48	4
	RT2	28	C40/50	16	48	3
S20	RT1	28	C40/50	16	48	3
	RT2	28	C40/50	16	48	3
S27	RT1	28	C40/50	20	48	4
	RT2	28	C40/50	20	48	4
S28	RT1	28	C40/50	20	48	3
	RT2	28	C40/50	20	48	4
S29	RT1	28	C40/50	25	48	6
	RT2	28	C40/50	25	48	6
S30	RT1	28	C40/50	25	48	5
	RT2	28	C40/50	25	48	6
S31	RT1	28	C20/25	20	48	4
	RT2	28	C20/25	20	48	4
S32	RT1	28	C20/25	20	48	4
	RT2	28	C20/25	20	48	4
S40	RT1	28	C20/25	16	48	4
	RT2	28	C20/25	16	48	3
S41	RT1	28	C20/25	16	48	3
	RT2	28	C20/25	16	48	3

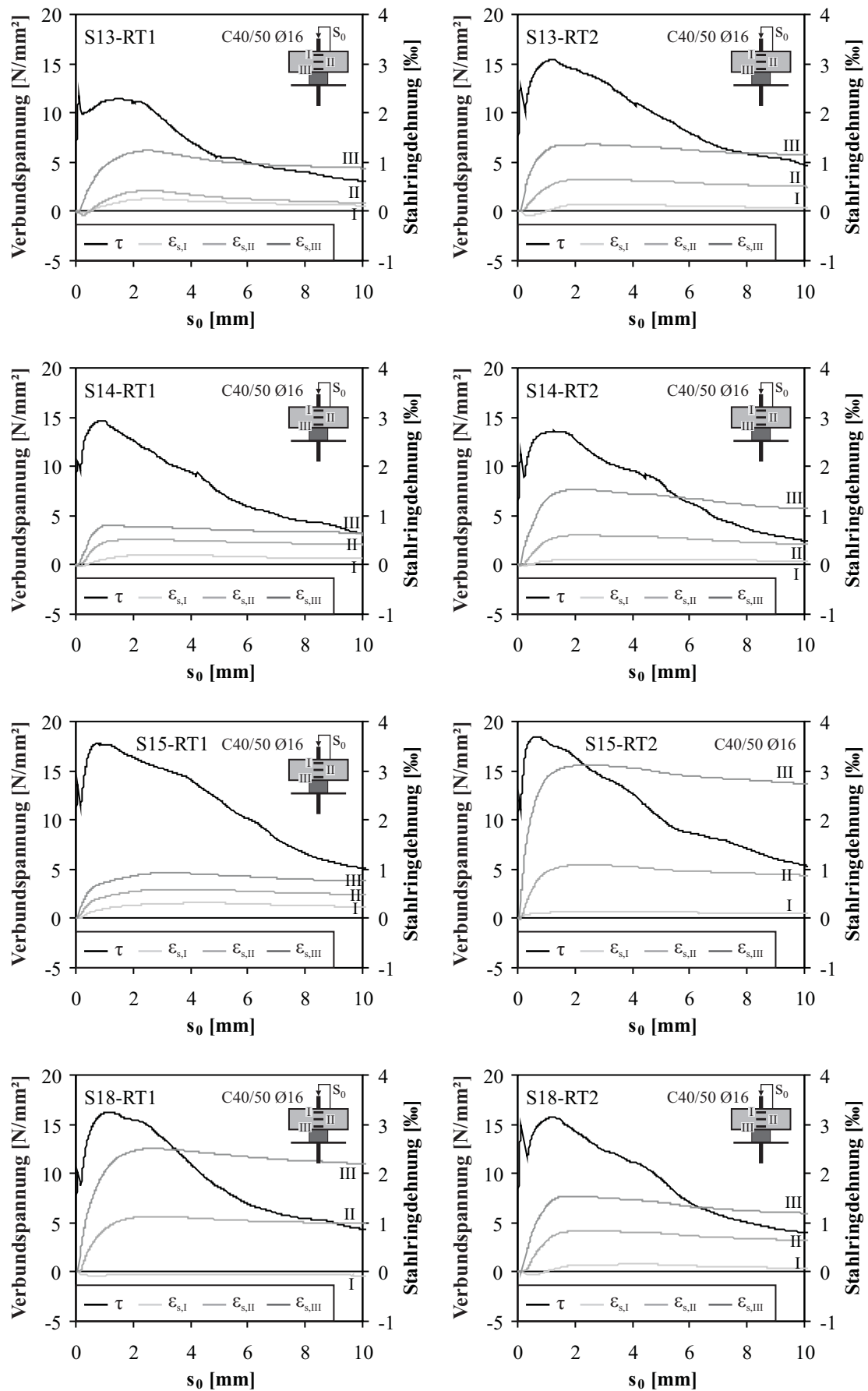


Bild C.1: Messergebnisse der Ringtests

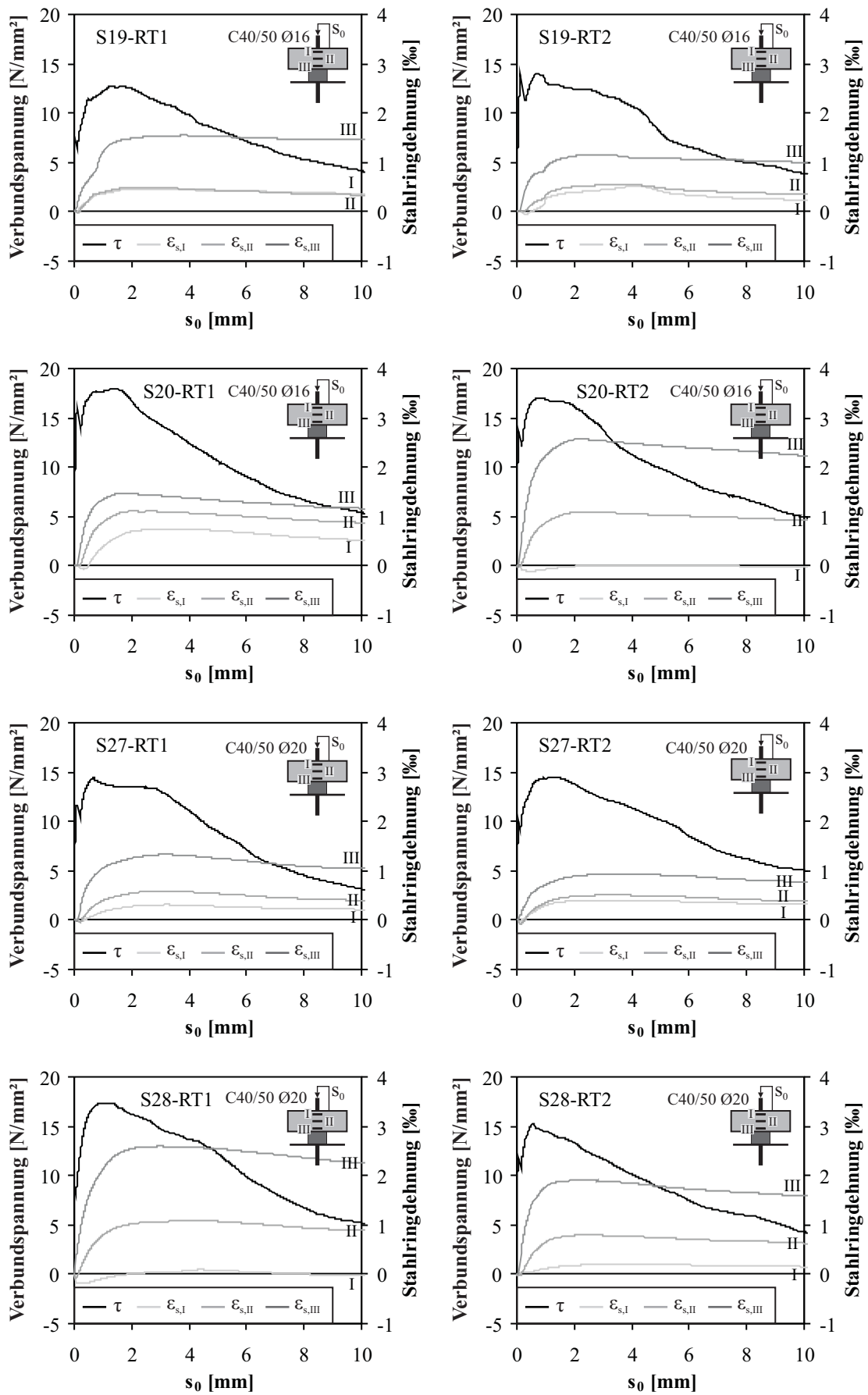


Bild C.2: Messergebnisse der Ringtests

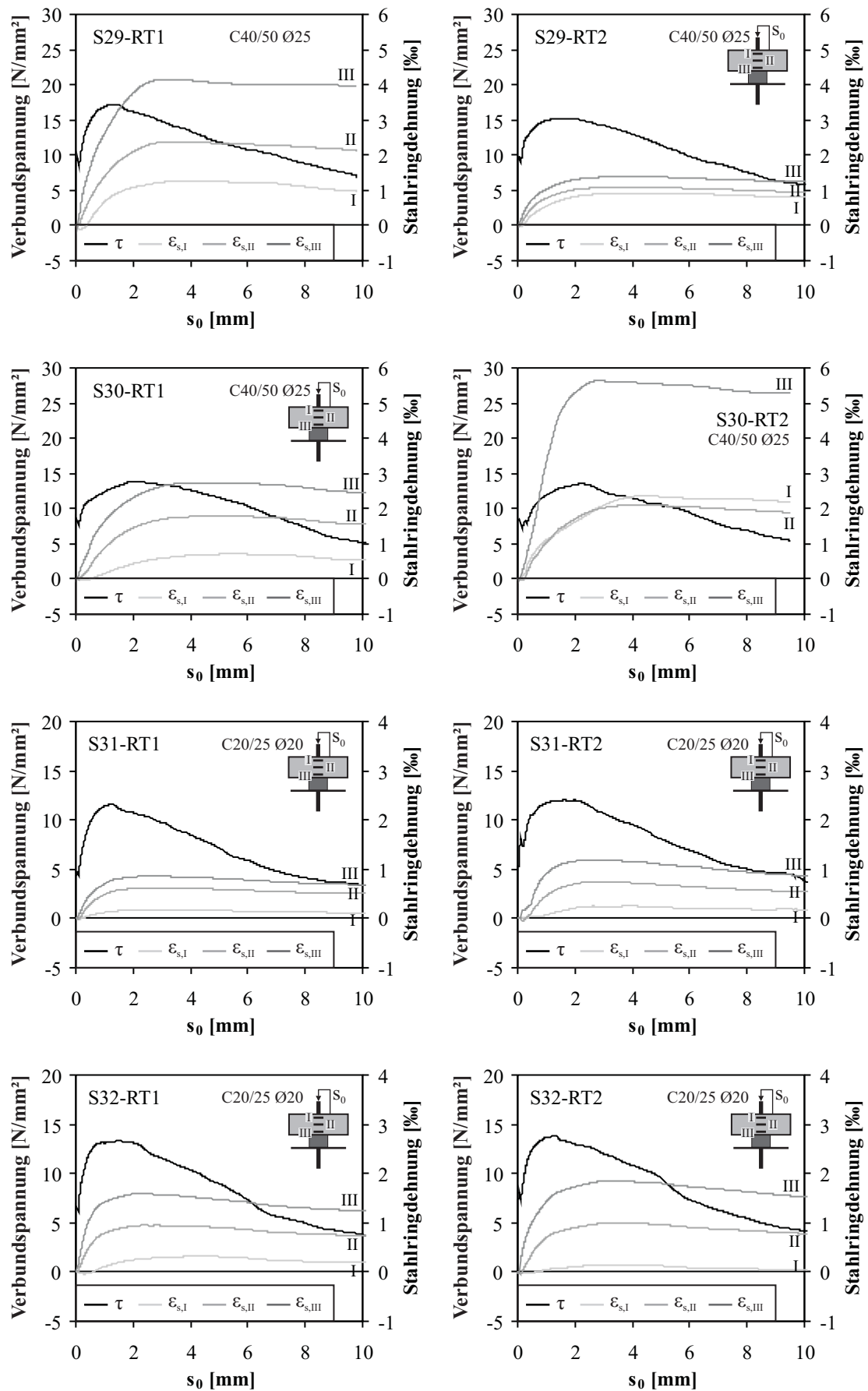


Bild C.3: Messergebnisse der Ringtests

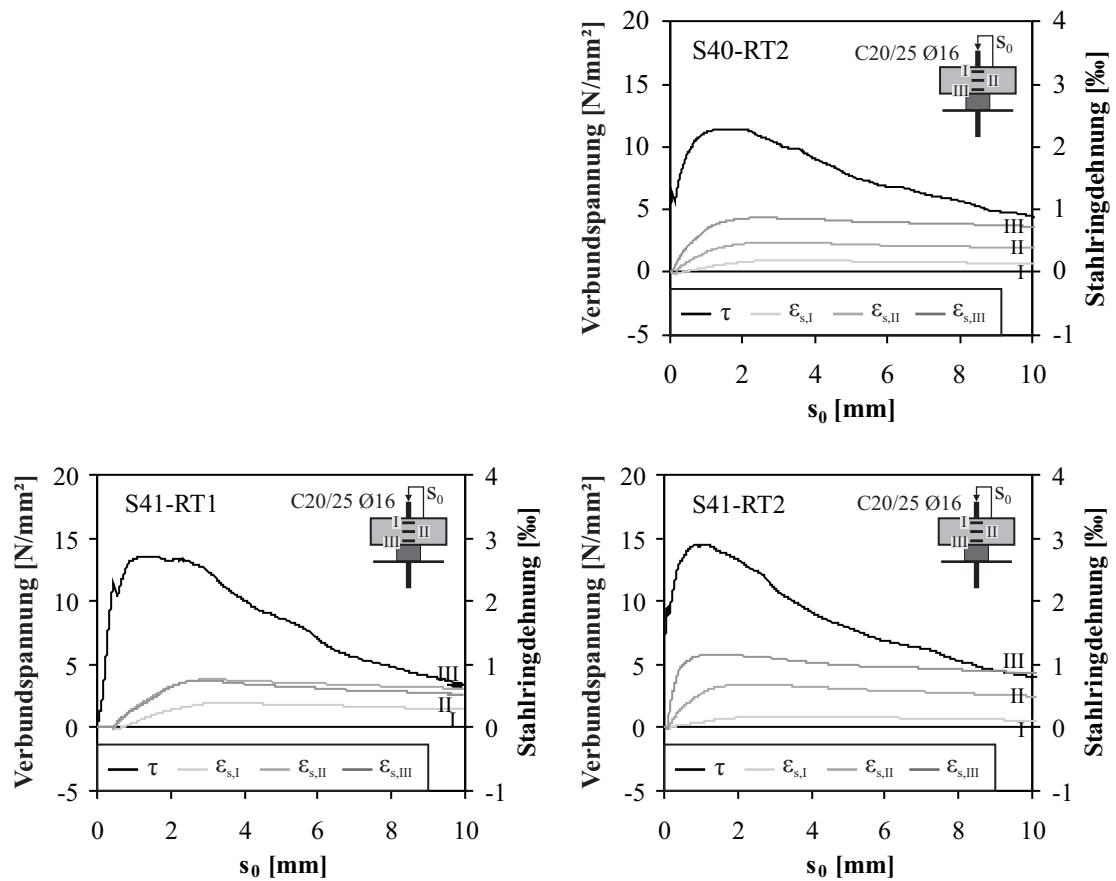


Bild C.4: Messergebnisse der Ringtests

Rissbilder

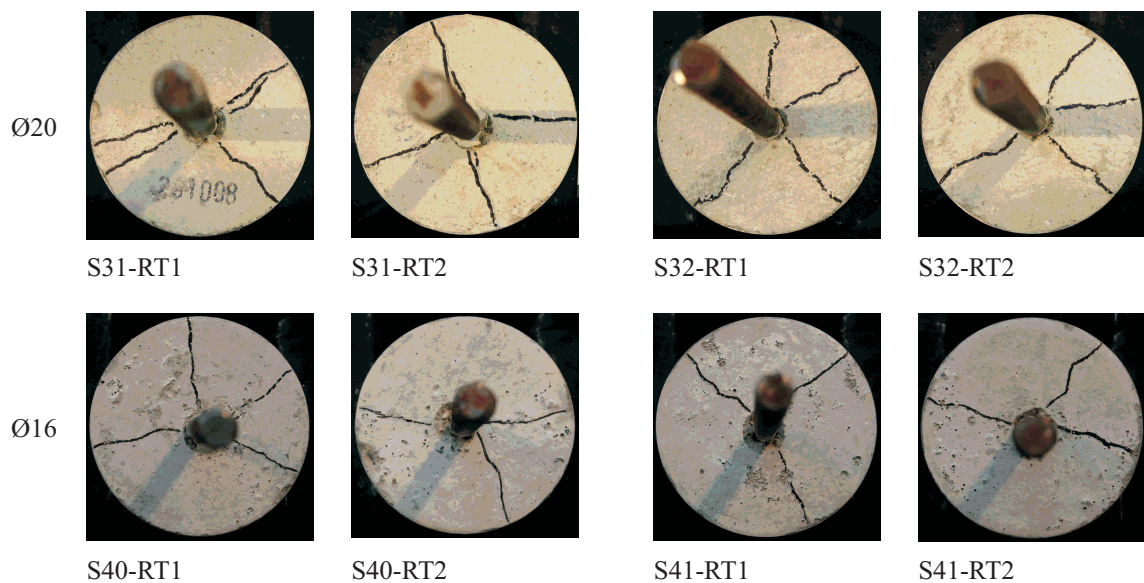
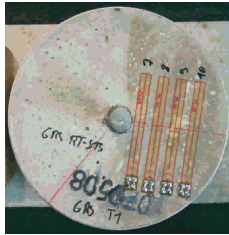
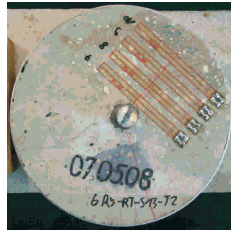


Bild C.5: Rissbilder der Ringtests, Beton C20/25

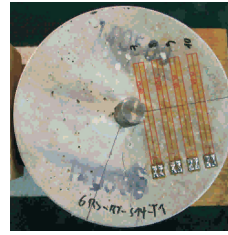
Ø16



S13-RT1



S13-RT2

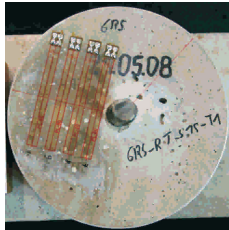


S14-RT1



S14-RT2

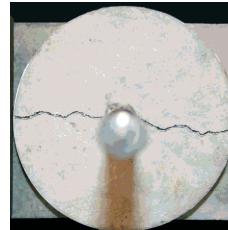
Ø16



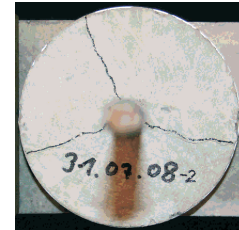
S15-RT1



S15-RT2

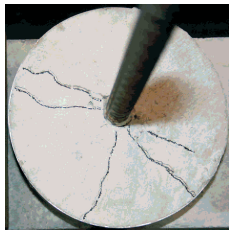


S18-RT1



S18-RT2

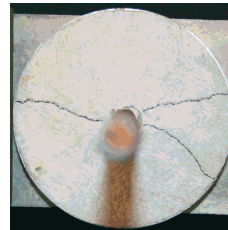
Ø16



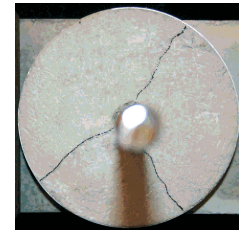
S19-RT1



S19-RT2

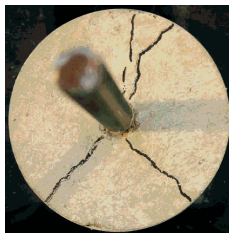


S20-RT1

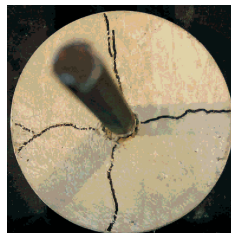


S20-RT2

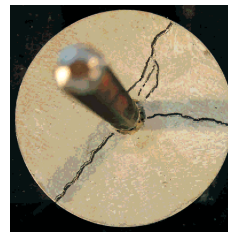
Ø20



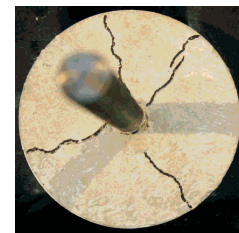
S27-RT1



S27-RT2

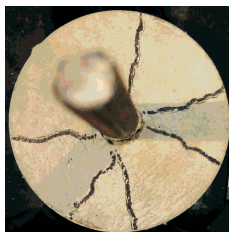


S28-RT1

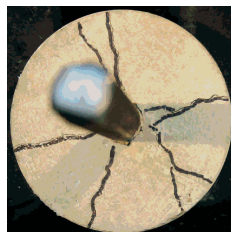


S28-RT2

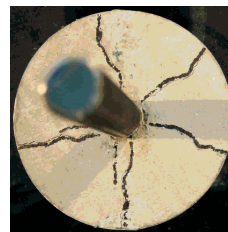
Ø25



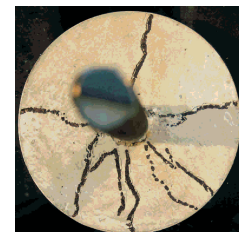
S29-RT1



S29-RT2



S30-RT1



S30-RT2

Bild C.6: Rissbilder der Ringtests, Beton C40/50

D Ergebnisse der prismenförmigen Ausziehversuche

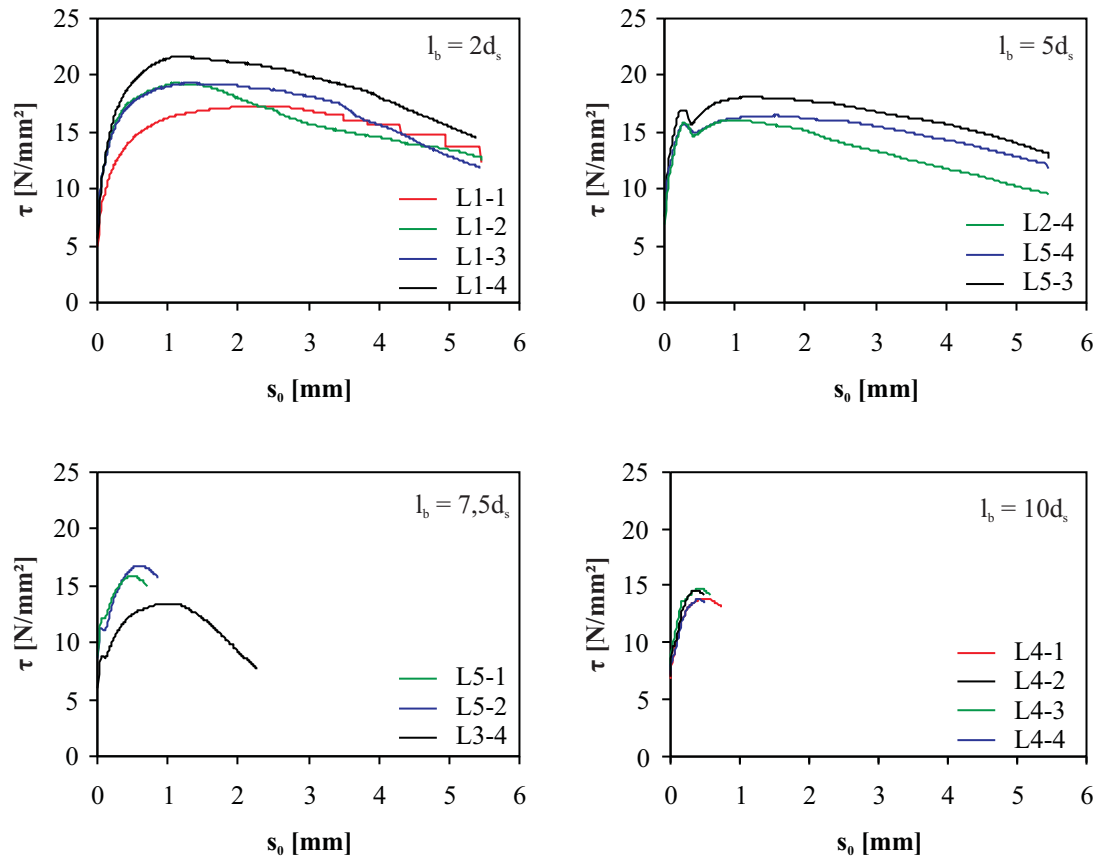


Bild D.1: Verbundspannungs-Schlupf-Kurven der prismenförmigen Ausziehkörper mit Querbewehrung